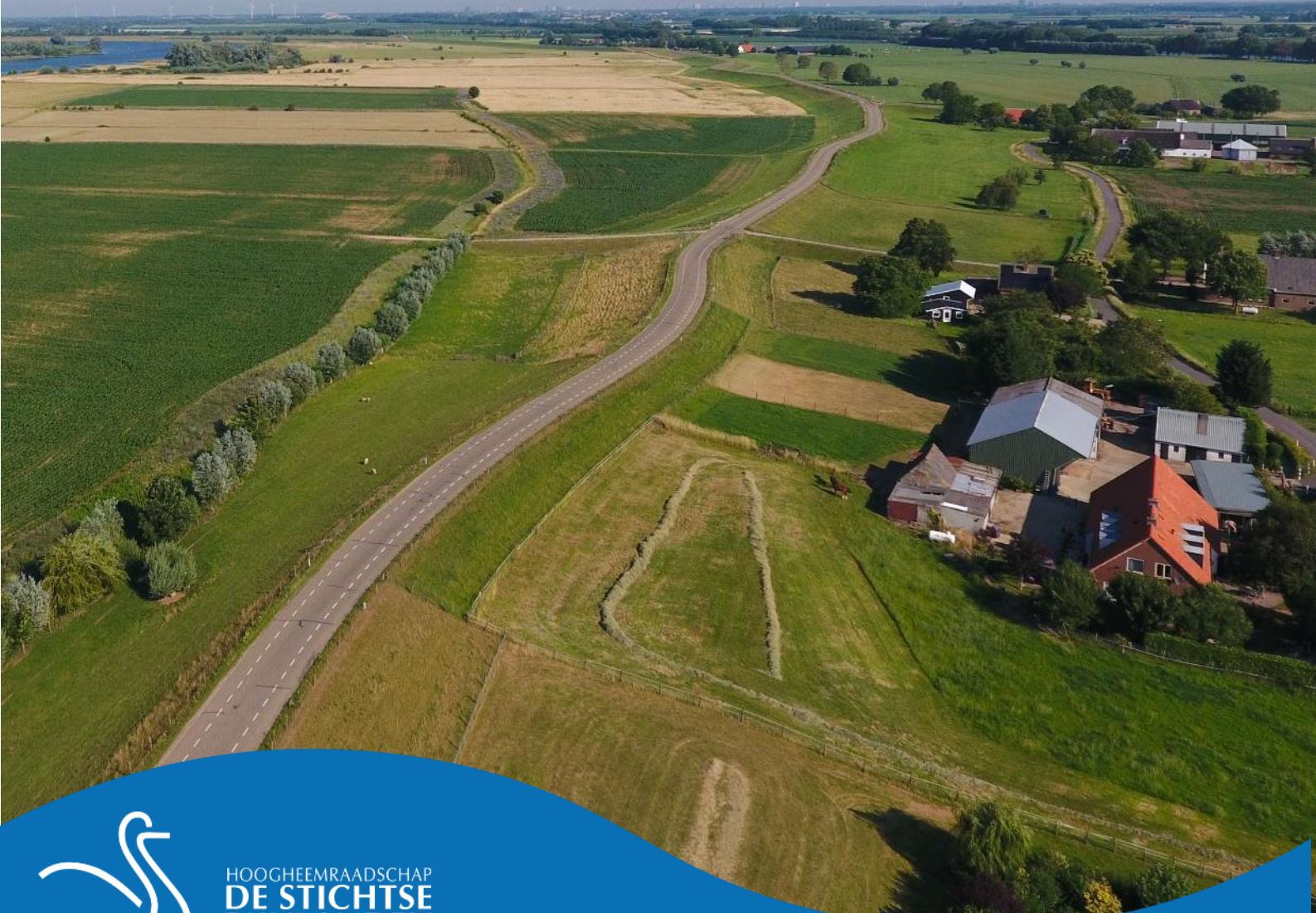


Technische Uitgangspunten Notitie (TUN)

**STERKE
LEKDIJK**

Irenesluis - Culemborgse Veer



HOOGHEEMRAADSCHAP
DE STICHTSE
RIJNLANDEN

Inhoud

Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden

Poldermolen 2
3994 DD Houten

030 634 57 00 T
sterkelekdijk@hdsr.nl E
hdsr.nl/sterkelekdijk W

STERKE LEKDIJK


Titel: Technische uitgangspunten notitie behorend bij VKA (TUN)
Kenmerk: DM1950198
Versie: 10.0
Datum: 14 augustus 2023
Projectnaam: Dijkversterkingsproject Irenesluis en Culemborgse veer (ICU)
Projectnummer: 120612

Opgesteld door: M. Roosendaal, E. Ünal, A. van Linde, C. Boon


Gecontroleerd door: Fugro, RHDHV en HDSR

Colofon


Vrijgave NVU:

Functie	Naam	Paraaf
Projectmanager RHDHV/Fugro	M. Eversdijk	14-02-2022 

Vrijgave NKO:

Functie	Naam	Paraaf
Projectmanager RHDHV/Fugro	M. Eversdijk	20-09-2022 

Vrijgave VKA:

Functie	Naam	Paraaf
Projectmanager RHDHV/Fugro	M. Eversdijk	14-08-2023 

Omschrijving	Code	Datum	Toelichting
v1.0		14-3-2023	Eindconcept
v2.0		14-2-2022	100% eindversie NvU
v3.0		06-5-2022	Tussentijdse versie met optimalisaties
v4.0		20-5-2022	Eindconcept met optimalisaties
v5.0		5-8-2022	Definitief concept met optimalisaties t.b.v. NKO
v6.0		20-09-2022	100% eindversie NKO
V8.0		14-03-2023	Eindconcept
V9.0		30-05-2023	Definitief concept tbv externe review
V10		10-08-2023	Definitieve versie tbv VKA

Inhoudsopgave

1	Inleiding	8
1.1	Sterke Lekdijk	8
1.2	Deelproject Dijkversterking Prinses Irenesluizen – Culemborgse Veer	8
2	Waterveiligheidsopgave	10
2.1	Veiligheidseisen	10
2.2	Normering overstromingskans	10
2.3	Ontwerplevensduur	10
2.4	Zichtjaar	10
2.5	Faalkansbegroting	10
3	Huidige situatie	12
3.1	Inleiding	12
3.2	Dwarsprofielen	12
3.3	Hoogte waterkering	13
3.4	Maaiveldhoogte achterland	13
3.5	Watergangen en leggerprofiel	14
4	Dijkvakindeling	15
4.1	Inleiding	15
4.2	Overzicht dijkvakindeling	15
5	Faalkansbepaling	17
5.1	Hoogte	17
5.2	STBI	17
5.3	STPH	18
5.4	STBU	19
5.5	Grasbekleding	20
6	Sterkte/ technische werkwijze per faalmechanisme	22
6.1	Hoogte i.c.m. golfoverslagdebiet	22
6.1.1	Hydraulisch belastingniveau (HBN)	22
6.1.2	Toeslagen	22
6.2	Piping	22
6.2.1	Deelfactoren piping	25
6.2.2	Schadefactor	25

6.2.3	Schematiseringsfactor	25
6.2.4	Veiligheidsfactoren	26
6.2.5	Schematisatie piping berekening	26
6.2.6	Toepasselijkheid Beslisboom piping	29
6.2.7	Uitgangspunten D-Geo Flow	29
6.3	Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	33
6.3.1	Belastingsituaties	33
6.3.2	Stabiliteitsfactoren	34
6.3.3	Rekenmodel en software	35
6.3.4	Schematisering geometrie en bodemopbouw	35
6.3.5	Schematisering freatische lijn	36
6.3.6	Schematisering stijghoogte	37
6.3.7	Opbarsten	39
6.3.8	Indringingslengte en stijghoogte	40
6.3.9	Schematisatie waterspanningen bij overslag	40
6.3.10	Faaldefinitie	40
6.4	Macrostabieliteit buitenwaarts (STBU)	41
6.4.1	Belastingsituaties	41
6.4.2	Stabiliteitsfactoren	42
6.4.3	Rekenmodel en software	43
6.4.4	Schematisering geometrie en bodemopbouw	43
6.4.5	Schematisering freatische lijn	44
6.4.6	Schematisering stijghoogte	45
6.4.7	Optimalisaties	45
6.4.8	Faalpadanalyse STBU	45
6.5	Bekleding	50
6.5.1	Veiligheidsfactor steenbekleding	51
6.5.2	Hydraulische randvoorwaarden	51
6.5.3	Rekenmodel en software	51
6.5.4	Rekenlocaties grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)	52
6.5.5	Grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU)	53
6.5.6	Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)	56
6.5.7	Microstabieliteit	56
6.5.8	Steenbekleding	56
6.6	Stabiliteit voorland	56
6.7	Niet waterkerende objecten	57
6.7.1	Beoordelingsproces	57
6.7.2	Stap 1 – Veiligheidsfilosofie	57
6.7.3	Stap 2 – Inventarisatie objecten	57
6.7.4	Stap 3 – Zonering definiëren	57
6.7.5	Stap 4 – Uitvoering eenvoudige toets	58
6.7.6	Stap 6 – Interactie beschouwen met een Generieke Analyse	60
6.7.7	Stap 7 - Handlingsperspectief VKA	60
6.7.8	Vervolg	61
6.8	Kunstwerken en langsconstructies	61
6.9	Bijzondere waterkerende constructies	63

7	Belastingen	64
7.1	Soorten belastingen	64
7.2	Klimaatscenario's en onzekerheidstoelagen	65
7.3	Hydraulische randvoorwaarden	65
7.4	Schematisering grondwater/ geohydrologische randvoorwaarden	67
7.5	Toelaatbaar kritiek overslagdebiet (Hydra NL)	67
7.6	Waterstanden op de Lek	67
7.7	Autonome kruin- en bodemdaling (incl. bijbehorende peilverlagingen)	67
7.8	Zetting en klink	68
7.9	Verkeersbelasting UGT	68
7.10	Overige belastingen	68
7.10.1	Aardbevingen	68
7.10.2	IJsbelasting	69
7.10.3	Golfbelasting scheepvaart	69
7.10.4	Aanvaringen en drijvende voorwerpen	69
8	Geotechnische uitgangspunten	70
8.1	Algemeen	70
8.2	Schematiseringsfactor	70
8.3	Onderscheiden grondsoorten	70
8.4	Dikte deklaag	71
8.5	Verzadigd volumegewicht deklaag	71
8.6	Dikte watervoerend pakket	71
8.7	Geotechnische randvoorwaarden	72
8.7.1	Proevenverzameling sterkteparameters	72
8.7.2	d70 watervoerend zandpakket	74
8.7.3	Doorlatendheid watervoerend zandpakket	74
8.7.4	Geotechnisch lengteprofiel	74
9	Overige uitgangspunten SNvU	75
9.1	Maakbaarheid	75
9.2	Uitbreidbaarheid, aanpasbaarheid en vervangbaarheid	75
10	Aandachtspunten en aanbevelingen Vervolg (Planuitwerkingsfase)	76
11	Literatuur	77
11.1	Project specifieke documenten	77
11.2	Waterveiligheid	77
	Bijlage 1 - Verifiëren product- en proceseisen	78

Bijlage 2 – Geotechnisch Lengteprofiel	80
Bijlage 3 – Beslisboom Piping	81
Bijlage 4 – Gevoeligheidsanalyse POP	82
Bijlage 5 – Restprofiel, reststerkte en restbreedte	86
Bijlage 6 – Rapportage schematiseringsfactor	88

1 Inleiding

1.1 Sterke Lekdijk

De noordelijke Lekdijk beschermt een groot deel van Midden en West Nederland tegen overstroming. De dijk voldoet niet aan de waterveiligheidsnormen en daarom versterkt Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden (HDSR) de dijk tussen Amerongen en Schoonhoven over een totale lengte van 55 km. Zo is de dijk ook in de toekomst voldoende veilig en voldoet hij aan de normen die sinds 2017 gelden.

De versterking van de Lekdijk is onderdeel van het Hoogwaterbeschermingsprogramma. Hierbij werken de waterschappen samen met het Rijk om dijken – en dus Nederland – veilig te houden. De dijkversterking tussen Amerongen en Schoonhoven heeft een te grote omvang om in één keer te realiseren. Hiervoor voert HDSR het programma Sterke Lekdijk uit. Het programma Sterke Lekdijk is verdeeld in zes deelprojecten. De dijkversterking Irenesluis - Culemborgse Veer (ICU) is een van de zes deelprojecten. Het dijktraject van het deelproject Irenesluis - Culemborgse Veer is 9,7 km lang en loopt van de westzijde van de Irenesluis bij Wijk bij Duurstede (dijkpaal 106) tot aan de Veerweg bij het Culemborgse Veer (dijkpaal 203).

Het deelproject ICU is in 2021 gestart en bevindt zich op dit moment in de Verkenningsfase. In deze fase wordt gewerkt aan een ontwerp op hoofdlijnen voor de dijkversterking, met als resultaat de vaststelling van het Voorkeursalternatief. Deze rapportage van de technische uitgangspunten is samen met de rapportage van de Veiligheidsanalyse een bijlage van de rapportage Voorkeursalternatief.



Figuur 1.1: Deelprojecten Sterke Lekdijk

1.2 Deelproject Dijkversterking Prinses Irenesluizen – Culemborgse Veer

Het dijktraject van het project Prinses Irenesluizen – Culemborgse Veer (afgekort als ICU) is 9,9 km lang. Van oost naar west loopt het traject langs de noordkant van de Lek van de Lekdijk West (dijkpaal 106) tot

aan het Culemborgse veer (dijkpaal 203). Verder wordt in het project rekening gehouden met de overgang naar het naastgelegen deeltraject Culemborgse Veer - Beatrixsluis (CUB) voor de hoofdmechanismen piping en mogelijk binnenwaartse macrostabiliteit.

Het traject doorkruist de gemeenten Wijk bij Duurstede en Houten in de provincie Utrecht, en ligt in het zuiden van het beheergebied van Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden. Voor een groot deel wordt de dijk geflankeerd door het landelijke gebied van het Eiland van Schalkwijk. Dit is het gebied tussen het Amsterdam-Rijnkanaal, het Lekkanaal en de rivier de Lek. Buitendijks wordt het dijktraject begrensd door de verschillende gebieden: Bosscherwaarden, Moerbergse Waard, Schalkwijker Buitewaard, Heulse Waard en de pont bij Schalkwijk. De doelstelling van het project ICU is gelijk aan de door het bestuur van het waterschap vastgestelde doelstelling van het overkoepelde project Sterke Lekdijk, welke is weergegeven in figuur 1.1.

In dit document zijn de Technische Uitgangspunten voor de Veiligheidsanalyse voor het dijkversterkingsproject ICU beschreven, waarin de basis al in de Pré-Verkenning en de Nota van Uitgangspunten (NvU) is opgezet.

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none">• Pré-verkenning• Initiatief• Verkenning (NvU, NKO, VKA)• Planuitwerking• Realisatie• Beheer | <ul style="list-style-type: none">- Aanscherping veiligheidsopgave hoofdmechanismen- Plan van aanpak- Keuze voorkeursalternatief- Vaststellen projectplan- Oplevering en overdracht dijk- Beheer en onderhoud van de dijk |
|--|---|

Op basis van de eerste resultaten uit de Pré-Verkenning en de Nota van Uitgangspunten (NvU) worden de uitgangspunten aangescherpt voor de optimalisaties in de Verkenningfase. De Verkenningfase bestaat uit 3 stappen:

- Stap 1: Inventariseren van uitgangspunten en bouwstenen (Nota van Uitgangspunten (NvU, februari 2022));
- Stap 2: Inventariseren van mogelijke oplossingen en selectie kansrijke oplossingen (Nota Kansrijke Oplossingen (NKO, oktober 2022));
- Stap 3: Van kansrijke oplossingen naar een Conceptnota Voorkeursalternatief (VKA, augustus 2023);

Deze Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) heeft als doel het eenduidig kunnen uitvoeren van de veiligheidsanalyse van de projectfase VKA (stap 3, Verkenningfase). Voor deze fase zijn voornamelijk optimalisaties uitgevoerd voor de verschillende mechanismen. Het detailniveau van de TUN sluit hierop aan.

De nieuwste versie van de TUN is een verfijning van de programma brede Strategische Nota van Uitgangspunten met betrekking tot het deeltraject ICU. Ook nieuwe inzichten worden gedeeld met het waterschap, waardoor de komende versies van SNvU meegroeien met de ontwikkelingen.

Wanneer lopende het project in de Planuitwerkingsfase een dieper detailniveau aan toetsen of ontwerpen nodig is dan wordt deze TUN hierop aangevuld. De TUN is daarmee een groeidocument dat te allen tijde aansluit op het detailniveau van de verschillende faalmechanismen.

2 Waterveiligheidsopgave

2.1 Veiligheidseisen

Naast een waterkerende functie vervult de dijk ook nog andere functies. Voor iedere functie van de dijk is een grenstoestand te bepalen die eisen stelt aan het ontwerp van de dijk. Onderscheid wordt hierbij gemaakt tussen de uiterste grenstoestand (UGT) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). De UGT is het moment dat de dijk juist bezwijkt.

De BGT situatie geeft inzicht voor beheer voor het wel of niet toelaten van verkeer onder relatief extreme omstandigheden. Omdat de BGT geen onderdeel is van de waterveiligheidsopgave zijn de eisen aan deze belastingsituatie hier niet opgenomen.

In de Verkenningfase wordt alleen gerekend met de UGT. De beschrijving van andere toestanden staat uitgewerkt in hoofdstuk 6 (technische werkwijze per faalmechanisme).

2.2 Normering overstromingskans

ICU maakt deel uit van normtraject 44-1. Dit normtraject loopt van de hoge gronden bij Amerongen tot aan de Beatrixsluizen bij Nieuwegein. In de Waterwet is de signaleringswaarde voor dit normtraject vastgesteld op 1/30.000 per jaar en een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/10.000 per jaar. Het gehele normtraject heeft een lengte van 32,4 kilometer.

2.3 Ontwerplevensduur

Bij het ontwerpen van de grondlichamen wordt uitgegaan van een levensduur van 50 jaar. Voor kunstwerken en waterkerende constructies wordt uitgegaan van een levensduur van 100 jaar.

2.4 Zichtjaar

Voor het ontwerp van de waterkering is het zichtjaar vastgesteld op 2073. Uitgaande van een waterkering uit grond met een levensduur van 50 jaar en het gekozen referentiejaar van 2023 wat aansluit op het aangrenzende deeltraject CUB.

2.5 Faalkansbegroting

Voor het ontwerp wordt uitgegaan van de standaard faalkansbegroting conform het OI2014v4 [H] omdat op voorhand geen faalmechanismen zijn uit te sluiten. Daarnaast is het gebruikelijk om binnen een normtraject één faalkansbegroting toe te passen. Bij de overige deeltrajecten binnen het project Sterke Lekdijk (normtraject 44-1) is ook uitgegaan van de standaard faalkansbegroting. In tabel 2-1 is een overzicht gegeven van de standaard faalkansbegroting [1].

Tabel 2-1: Standaard faalkansbegroting conform SrvU [1]

Toetsspoor	Faalmechanisme	Faalkansruimtefactor
Kering	Hoogte	0,24
	Opbarsten en piping	0,24
	Macrostabieliteit binnenwaarts	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,04
	Piping	0,02

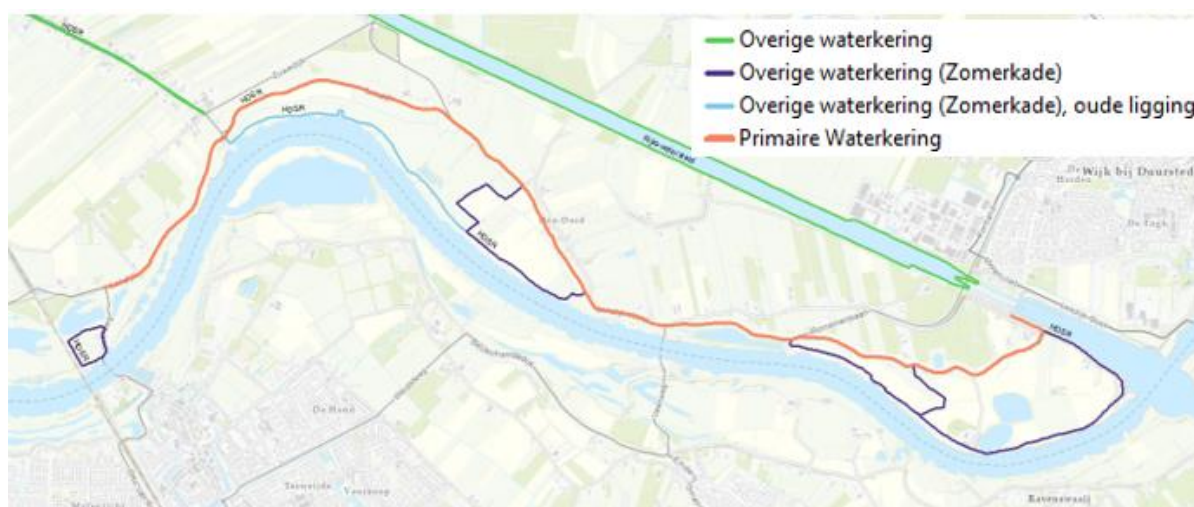
Toetsspoor	Faalmechanisme	Faalkansruimtefactor
	Constructief falen	0,02
	Duinafslag	0,00
Overige toetssporen		0,30
Totaal		1,00

Het OI2014 v4 [H] geeft ruimte om de standaard faalkansverdeling aan te passen om zo de ontwerp-opgave voor de primaire waterkering te optimaliseren. Bij het opstellen van dit uitgangspuntenrapport is de standaard faalkansruimte verdeling aangehouden bij de nadere uitwerking van het voorkeursalternatief. In een volgende fase kan deze faalkansruimteverdeling worden geoptimaliseerd. Het aanpassen van de faalkansbegroting is een uiterste maatregel die nu niet is voorzien. Het aanpassen van de faalkansbegroting gebeurt op programmaniveau voor een geheel dijktraject. (Voor ICU, dijktraject 44-1).

3 Huidige situatie

3.1 Inleiding

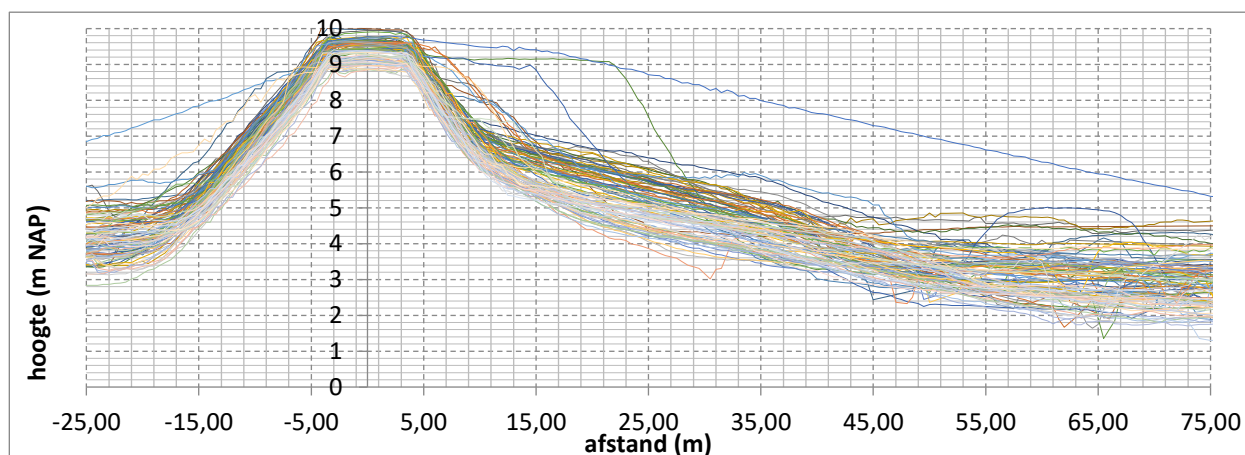
In figuur 3.1 is een overzicht gegeven van de diverse type waterkeringen in het projectgebied. In het dijkversterkingsproject ICU wordt de primaire waterkering versterkt (oranje gemarkeerd). In dit hoofdstuk is beschreven hoe de geometrie van de waterkering op basis van dwarsprofielen, de hoogte van de kruin, de maaiveldhoogte van het achterland en de afmetingen van de watergangen aan de binnenzijde van de waterkering zijn bepaald. Voor de uitwerking van de deklaagdiktes en de dikte van het eerste watervoevende pakket wordt verwezen naar paragraaf 8.4 en 8.5.



Figuur 3.1: Type waterkeringen binnen het projectgebied ICU

3.2 Dwarsprofielen

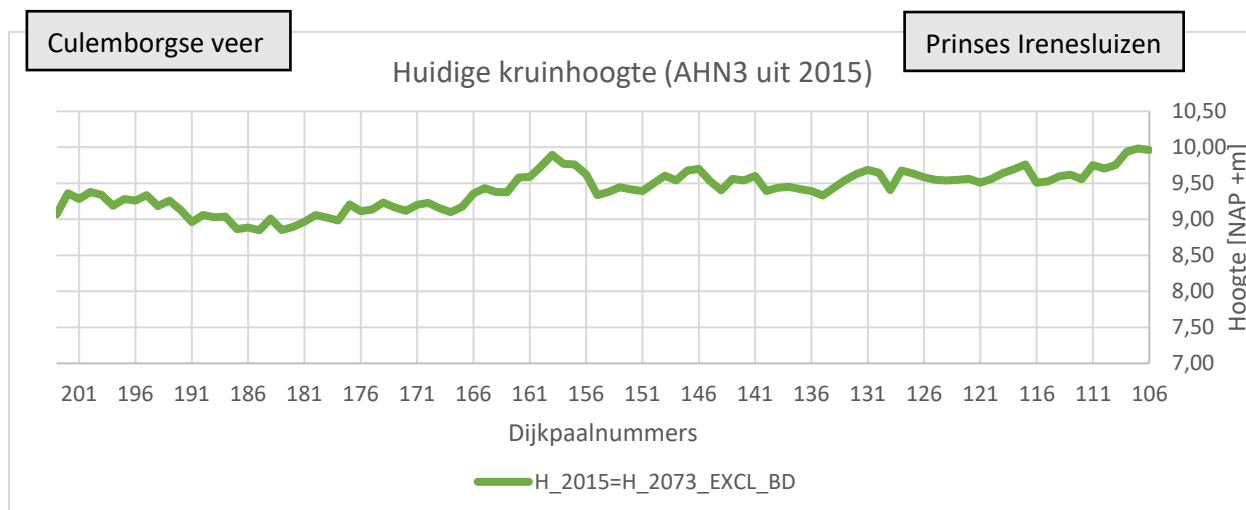
Met behulp van een script is (in GIS) haaks op de as van de waterkering per dijkspaal een dwarsprofiel van de waterkering gegenereerd op basis van het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN3). Dit is gedaan vanaf dijkspaal 106 tot en met 203. In Figuur 3.2 is het resultaat weergegeven (links de buitenwaartse zijde en rechts binnenwaartse zijde). Het gehele dijktraject heeft een vergelijkbaar dwarsprofiel met een berm aan de binnenzijde van de dijk. Deze berm is in de jaren 80 aangebracht. Lokaal zijn er afritten aanwezig, zowel binnenwaarts als buitenwaarts.



Figuur 3.2: Dwarsprofielen dijk per dijkspaal op basis van AHN3

3.3 Hoogte waterkering

De huidige kruinhoogte is bepaald aan de hand van het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN3). Dit correspondeert met het jaartal 2015, omdat dit het jaartal is waarbij de data voor de AHN3 is ingewonnen. Voor het achterland en voorland wordt de gemiddelde hoogte niet bepaald.

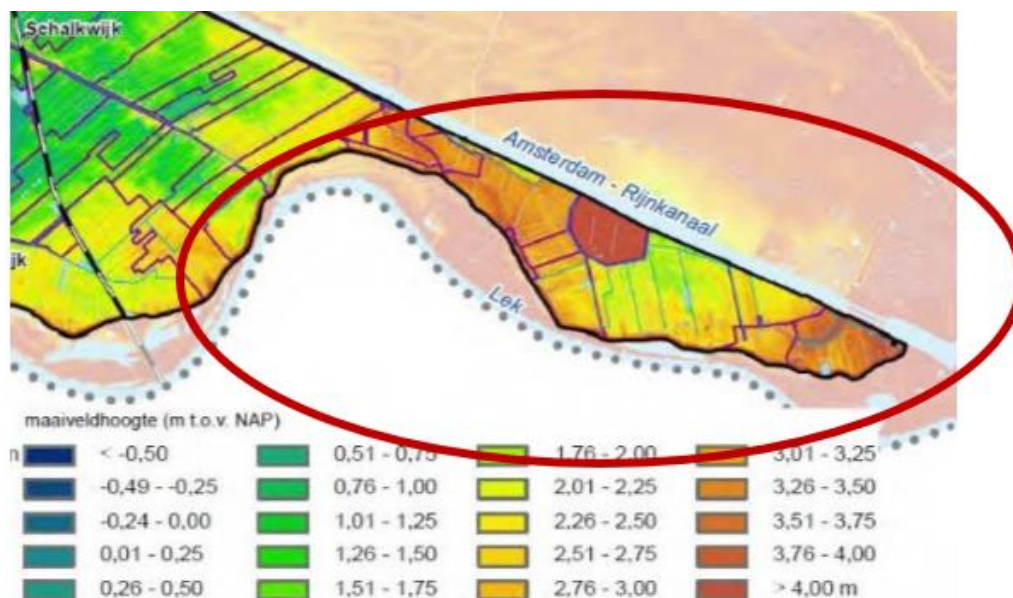


Figuur 3.3: Huidige kruinhoogte (o.b.v. hart kruinlijn conform Schematiseringshandleiding Hoogte [A])

De hoogtelijn uit figuur 3.3 is de hartlijn van de kruin bij $x=0$ uit figuur 3.2. Dit sluit aan op de schematiseringshandleiding Hoogte, waarbij gedefinieerd wordt welke hoogte representatief is voor een locatie.

3.4 Maaiveldhoogte achterland

Op basis van de AHN3 kan snel een beeld gevormd worden over de hoogteligging van het achterland. Het hele projectgebied ligt tussen de Lek en het Amsterdam – Rijnkanaal. Het gebied kent diverse zomer-, winter- en vaste peilen.



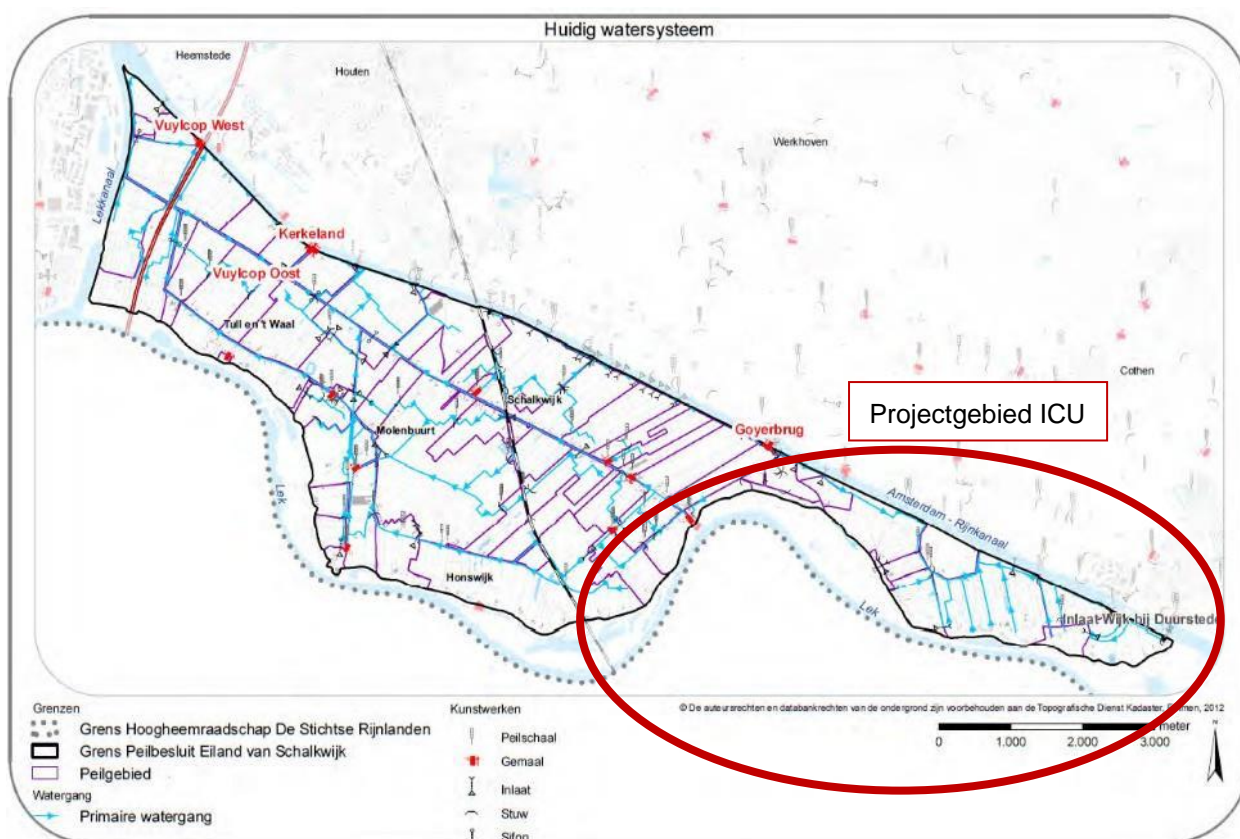
Figuur 3.4: Maaiveldhoogte achterland ICU o.b.v. de AHN3

3.5 Watergangen en leggerprofiel

Het projectgebied ligt ingesloten tussen de Lek en het Amsterdam – Rijnkanaal. Een inlaatgemaal bij Wijk bij Duurstede aan de west kant van de Prinses Irenesluizen ligt in de kering vlakbij dijkpaal 107.

De afmetingen van de watergangen/ leggerprofiel kunnen online worden opgezocht op de website van HDSR. De online legger maakt onderscheidt in de volgende categorieën watergangen:

- Primair oppervlaktewater
- Secundair oppervlaktewater
- Tertiair oppervlaktewater



Figuur 3.5: Huidige waterhuiskundige situatie Eiland van Schalkwijk

4 Dijkvakindeling

4.1 Inleiding

Het opstellen van dijkvakindeling geeft houvast in de beoordelen van de waterveiligheid en hoe er omgegaan wordt met meerdere onzekerheden in grondopbouw en waterspanningen. Daarnaast bevordert een dijkvakindeling een efficiënt en werkbaar ontwerpproces. Bij het vaststellen van een dijkvakindeling is in eerste instantie gekeken naar het mechanisme macrostabiliteit met de volgende kenmerken:

- Geometrie van de waterkering
 - Verandering in breedte- en hoogteligging voorland
 - Verandering in maaiveldhoogte achterland
 - Verandering in steilheid taluds waterkering
 - Aanwezigheid steunberm
- Bodemopbouw
 - Verandering in bodemopbouw (aanwezigheid tussenzandlaag/geul)
 - Verandering in dikte deklaag achterland
 - Korrelgrootte
- Hydraulische randvoorwaarden
 - Verandering in stijghoogterespons in watervoerend zandpakket
 - Verandering in peilgebied

Naast de techniek heeft ook het landschappelijke aspect een rol gespeeld bij de totstandkoming van de dijkvakindeling.

4.2 Overzicht dijkvakindeling

Vanuit geotechnisch oogpunt is een vakindeling opgesteld wat heeft geleid tot Geo vak 1 tot en met 15. In de NKO fase zijn de Geo vakken vanuit Techniek geïntegreerd met de dijkvakindeling vanuit Landschap dijkvak 1 t/m dijkvak 8. De dijkvakindeling met Geo vakken is weergegeven in tabel 4-1.

Tabel 4-1: dijkvakindeling techniek o.b.v. macrostabiliteit binnenwaarts.

Dijk vak	Geo vak (STBI_x)	Van	Tot	Toelichting
1	1	106+00	107+60	Schaardijk en afwijkende oriëntatie t.o.v. STBI_2. DP106 is gekozen vanwege de maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw
2a	2	107+60	116+50	DP115 is gekozen vanwege de representatieve geometrie met een laag achterland en teensloot, representatieve bodemopbouw
2b	3	116+50	118+50	Maatwerklocatie: wiel in het achterland. Bodemdiepte tot ongeveer NAP -5,0 meter. Afwijkend van STBI_2 en STBI_4
2c	4	118+50	130+50	Verschilt met STBI_5 in voorland hoogte en lengte. Afwijkende buitenwaartse geometrie 1:4. DP126 is gekozen vanwege de maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw.
3	5	130+50	140+60	Voorland hoogte verschilt met STBI_4 in voorland hoogte en lengte, DP136 is gekozen vanwege maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw binnen STBI_5.
4	6	140+60	146+50	Voorland ligt veel hoger dan bij STBI_4 en er is geen strang of geul buitenwaarts. Lengte, maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw binnen STBI_5. DP144 is gekozen vanwege Maatgevende geometrie, representatieve bodemopbouw

Dijk vak	Geo vak (STBI_x)	Van	Tot	Toelichting
5a	7	146+50	154+50	Oriëntatie is afwijkend van STBI_6. Bij STBI_8 start een nieuwe bodemopbouw met een horizontale zandbaan. DP153 is gekozen vanwege de representatieve bodemopbouw en maatgevende geometrie
5b	8	154+50	160+50	Afwijkende bodemopbouw van STBI_7 en STBI_9 vanwege een horizontale doorlopende zandlaag/ zandbaan. DP156 is gekozen vanwege de dunste deklaag in het achterland
6a	9	160+50	166+00	STBI_9 heeft een iets dunnere deklaag in het achterland dan bij STBI_10. DP164 is gekozen vanwege maatgevende geometrie
6b	10	166+00	171+50	Vanwege het kleine verschil met een zeer dunne zandlaag die vermoedelijk niet doorloopt is gekozen om STBI_9 en STBI_10 te combineren en 1 berekening uit te voeren van STBI.
6c	11	171+50	174+50	DP172 is gekozen vanwege representatieve geometrie, maatgevende bodemopbouw (dunne deklaag) binnen STBI_11 vanwege een doorlopende tussenzandlaag/ baan binnen het vak.
6d	12	174+50	187+00	DP183 is gekozen vanwege maatgevende geometrie, maatgevende bodemopbouw (veel veen) dan bij STBI_13. Ook het voorland is een stuk langer dan bij STBI_13. De hoogte van het voorland verschilt.
7	13	187+00	194+50	Het vak loopt tot een volgende horizontale doorlopende zandlaag/ baan, namelijk STBI_14. DP190 is gekozen vanwege maatgevende geometrie en representatieve bodemopbouw binnen het vak STBI_13
8a	14	194+50	202+50	DP198 is gekozen vanwege maatgevende geometrie en maatgevende bodemopbouw. Er is een grote horizontale doorlopende zandlaag/ baan aanwezig. De deklaag in het achterland is hier zeer dun
8b	15	202+50	206+00	De bodemopbouw is veel meer klei dan bij STBI_14. Het vak loopt tot en met een gedeelte in CUB om de overgang m.b.t. macrostabiliteit en met name piping inzichtelijk te krijgen.

**Deeltraject ICU loopt officieel tot dijkpaal 203+00. Om de overgang tussen ICU en CUB inzichtelijk te krijgen is voor STPH en STBI een apart Geo vak gemaakt (laatste 50 meter ICU + eerst 300 meter CUB).*

De dijkvakindeling vanuit het VKA is gelijk aan de dijkvakindeling uit de NvU en de NKO fase en sluit aan op de landschapsvakken 1 tot en met 8.

De geovakken (14 technische vakken) zijn voornamelijk gebaseerd op de mechanismen macrostabiliteit en piping¹. Voor andere mechanismen is een versimpelde indeling gemaakt (zoals GEBU en GABI) wat aansluit op de grenzen vanuit macrostabiliteit.

¹ Voor piping is per dijkpaal een berekening gemaakt, dus niet per geovak

5 Faalkansbepaling

5.1 Hoogte

De benodigde kruinhoogte wordt bepaald bij een kans op doorsnedeniveau. De relatie tussen de faalkans op doorsnedeniveau en het trajectniveau kan voor hoogte worden bepaald met onderstaande vergelijking conform het OI2014v4 [16].

$$P_{eis;dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N}$$
Vergelijking 5.1

Waarin:

$P_{eis;dsn}$:	Faalkanseis op doorsnedeniveau [1/jaar]
P_{max} :	Faalkanseis op trajectniveau [1/jaar]
ω :	Faalkansruimte voor het betreffende faalmechanisme [-]
N :	Lengte-effectfactor [-]

Voor de hoogte en het faalmechanisme grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB) is de lengte-effectfactor N vastgesteld per traject. Deze kan variëren van 1 tot 3. Voor normtraject 44-1 is een lengte-effectfactor van 1 vastgesteld [1]. Tabel 5-1 geeft een overzicht van de gehanteerde uitgangspunten en resultaten bij het bepalen van de faalkanseis op doorsnedeniveau voor hoogte en het faalmechanisme GEKB, welke in hoofdstuk 6.5 verder is uitgewerkt. Na invulling van de formules wordt een faalkanseis op doorsnedeniveau verkregen van 1/41.667 per jaar.

Tabel 5-1:Uitgangspunten voor de bepaling van de faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme hoogte

Naam	Standaard	Eenheid
Signaleringswaarde normtraject 44-1	1/30.000	1/jaar
Maximaal toelaatbare overstromingskans normtraject 44-1	1/10.000	1/jaar
Faalkansbudget voor het faalmechanisme hoogte	24	%-
Lengte-effectfactor	1	[-]

5.2 STBI

Voor het faalmechanisme macrostabiliteit (STBI) dient de faalkanseis op doorsnedeniveau conform het OI2014v4 afgeleid te worden vanuit de faalkanseis op trajectniveau [2]. Onderstaande vergelijking beschrijft deze werkwijze (Vergelijking 5.2).

$$P_{eis;dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N}$$
Vergelijking 5.2

$P_{eis;dsn}$:	Faalkanseis op doorsnedeniveau [1/jaar]
P_{max} :	Faalkanseis op trajectniveau [1/jaar]
ω :	Faalkansruimte voor het betreffende faalmechanisme [-]
N :	Lengte-effectfactor [-]

De lengte-effectfactor wordt bepaald op basis van de lengte van het normtraject, zie onderstaande vergelijking (Vergelijking 5.3)

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}$$

Vergelijking 5.3

- N: Lengte effectfactor [-]
 Ltraject: Lengte van het traject [m]
 a: Fractie van de trajectlengte die gevoelig is voor het faalmechanisme [-]
 b: Lengtemaat die grootte van het lengte-effect van de fractie (a) weergeeft [m]

In onderstaande tabel zijn de gehanteerde waardes beschreven die zijn gehanteerd bij het bepalen van de lengte effectfactor en de faalkansen op doorsnedeniveau (Tabel 5-2). Uit deze invoerparameters is een $P_{eis;dsn}$ van 1/5.596.000 afgeleid.

Tabel 5-2: Uitgangspunten voor het bepalen van schadefactor voor faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts

Parameter	Waarde	Eenheid
$P_{eis;max}$	1/10.000	1/jaar
ω	4	%
a	0,033	-
b	50	m
$L_{traject}$	32.400	m
N	22,38	-

Op basis van de berekende faalkansen op doorsnedeniveau kan conform onderstaande formule de betrouwbaarheidsindex afgeleid worden (Vergelijking 5.4). De betrouwbaarheidsindex dient als invoer voor de bepaling van de schadefactor γ_n in §6.3.2.

$$\beta_{eis;dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis;dsn})$$

Vergelijking 5.4

- Φ : Inverse standaard normaalverdeling
 $P_{eis;dsn}$: Faalkansen op doorsnedeniveau

Op basis van een $P_{eis;dsn}$ van 1/5.596.000 is een $\beta_{eis;dsn}$ van 5,067 afgeleid.

5.3 STPH

Daarnaast dient ook de faalkansen op doorsnedeniveau te worden afgeleid. De relatie tussen de faalkans op doorsnedeniveau en het trajectniveau kan voor piping worden bepaald met onderstaande vergelijkingen uit het OI2014v4 [1].

$$P_{eis;dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N} = \frac{1/10.000 \cdot 0.24}{98,2} = 2,44 \cdot 10^{-7}$$

Vergelijking 5.5

Waarin:

- $P_{eis;dsn}$: Faalkansen op doorsnedeniveau [1/jaar]
 P_{max} : Faalkansen op trajectniveau [1/jaar]
 ω : Faalkansruimte voor het betreffende faalmechanisme [-]
 N: Lengte-effectfactor [-]

De lengte-effectfactor voor het faalmechanisme piping wordt afgeleid met onderstaande vergelijking.

Tabel 5-3: parameters a en b voor het afleiden van de faalkanseis op doorsnedeniveau voor piping

Faalmechanisme	Watersysteem	a [-]	b [-]
Piping	Bovenrivierengebied	0,90	300

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} = \frac{0,9 \cdot 32400}{300} = 98,2$$

Vergelijking 5.6

Waarin:

- $L_{traject}$ lengte van het normtraject waarop de norm van toepassing is [m]
 a de fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme [-]
 b lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme [m]

In het OI2014v4 [H] zijn de waarden voor de parameters a en b gegeven. Deze zijn in Tabel 5-3 opgenomen. De lengte van het normtraject 44-1 bedraagt 32,4 kilometer. Het faalkansbudget is gelijk aan 24% (zie paragraaf 2.5). Voor het faalmechanisme piping volgt dan een faalkanseis op doorsnedeniveau van $2,44 \cdot 10^{-7}$ per jaar.

5.4 STBU

Voor het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) dient de faalkanseis op doorsnedeniveau conform het OI2014v4 [2] afgeleid te worden vanuit de faalkanseis op trajectniveau. Onderstaande vergelijking beschrijft deze werkwijze.

$$P_{eis;dsn} = \frac{(P_{max} * P_{f.instab}) \cdot \omega}{N}$$

Vergelijking 5.7

Waarin:

- $P_{eis;dsn}$: Faalkanseis op doorsnedeniveau [1/jaar]
 P_{max} : Faalkanseis op trajectniveau [1/jaar]
 ω : Faalkansruimte voor het betreffende faalmechanisme² [-]
 N: Lengte-effectfactor [-]
 $P_{f.instab}$: Factor 10^3 verlaging schadefactor dat buitenwaartse instabiliteit leidt tot overstromen

Daarbij is de volgende formule nodig waarmee de lengte effectfactor voor macrostabiliteit wordt bepaald.

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}$$

Vergelijking 5.8

- N: Lengte effectfactor [-]
 $L_{traject}$ Lengte van het traject [m]

² Het is gebruikelijk om voor zowel macrostabiliteit binnen- als buitenwaarts hetzelfde faalkansbudget te gebruiken beschrijft het ENW [K].

³ Een verlaging van factor 10 in de benodigde faalkans heeft te maken met grote kans op tijdig herstel voor een volgend hoogwater wat tot overstroming kan leiden. De kans op tijdig herstel is 90% gesteld, de kans op géén tijdig herstel is op 10% gesteld. De doorsnede-eis van macrostabiliteit is dus gebaseerd op het faalpad zonder herstel.

- a : Fractie van de trajectlengte die gevoelig is voor het faalmechanisme [-]
 b : Lengtemaat die grootte van het lengte-effect van de fractie (a) weergeeft [m]

In onderstaande tabel zijn de gehanteerde parameters en bijbehorende waarden beschreven.

Tabel 5-4: Uitgangspunten voor het bepalen van schadefactor voor faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts

Parameter		Waarde	Eenheid
$P_{eis,max}$	Faalkanseis op trajectniveau	1/10.000	1/jaar
$P_{f,instab}$	Verlaging in de faalkans schadefactor	10	%
ω	Faalkansruimte	4	%
a	Fractie trajectlengte gevoelig voor STBI	0,033	-
b	Lengtemaat grootte lengte effect van a	50	m
$L_{traject}$	Lengte van het traject	32.400	m
N	Lengte effectfactor	22,38	-

Bij het invullen van beide formules van de Lengte effectfactor en de Doorsnede-eis van macrostabiliteit buitenwaarts volgt:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b} = \frac{0,033 \cdot 32400}{50} = 22,38$$

$$P_{eis;dsn} = \frac{(P_{max} * P_{f,instab}) \cdot \omega}{N} = \frac{(1/10.000 * 10) \cdot 0,04}{22,38} = 1,79 \cdot 10^{-6} = 1/559.600$$

Op basis van de berekende faalkanseis op doorsnedeniveau kan conform onderstaande formule de betrouwbaarheidsindex afgeleid worden (Vergelijking 5.9). De betrouwbaarheidsindex dient als invoer voor de bepaling van de schadefactor γ_n in § 6.4.2.

$$\beta_{eis;dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis;dsn}) \quad \text{Vergelijking 5.9}$$

Φ Inverse standaard normaalverdeling

$P_{eis;dsn}$ Faalkanseis op doorsnedeniveau

Op basis van een $P_{eis;dsn}$ van 1/559.600 is een $\beta_{eis;dsn}$ van 4,635 afgeleid.

5.5 Grasbekleding

De faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme graserosie buitentalud (GEBU) kan conform [OI2014v4] worden bepaald conform:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max} \cdot \omega_B \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2}{N}$$

Vergelijking 5.10

Waarin:

ω_B Faalkansruimte voor het faalmechanisme bekledingen

P_{max} Maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject

λ_1 Deel faalkansruimte bekledingen bestemd voor grasbekledingen

λ_2 Deel faalkansruimte grasbekledingen bestemd voor falen grasbekleding door graserosie

N Lengte-effectfactor voor faalmechanisme overslag en overloop

Daarbij is de volgende formule nodig waarmee de lengte effectfactor voor macrostabiliteit wordt bepaald.

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}$$

Vergelijking 5.11

N :	Lengte effectfactor [-]
$L_{traject}$	Lengte van het traject [m]
a :	Fractie van de trajectlengte die gevoelig is voor het faalmechanisme [-]
b :	Lengtemaat die grootte van het lengte-effect van de fractie (a) weergeeft [m]

Het betreffende dijktraject zoals gegeven in Bijlage A van het OI2014v4, is dijktraject 44-1 en heeft een lengte, L-traject, van 32,4 km. De factor voor het lengte-effect, N, wordt in het OI2014v4 gelijkgesteld aan de lengte-effectfactor voor overslag en overloop van 1.

Naam	Standaard	Eenheid
Signaleringswaarde normtraject 44-1	1/30.000	1/jaar
Maximaal toelaatbare overstromingskans normtraject 44-1	1/10.000	1/jaar
Faalkansbudget	10	%-
λ_1	0,5	-
λ_2	0,9	-
N	1,0	-
L-traject	32,4	km
Faalkanseis op doorsnedeniveau grasbekleding	1/222.222	1/jaar

6 Sterkte/ technische werkwijze per faalmechanisme

6.1 Hoogte i.c.m. golfoverslagdebiet

6.1.1 Hydraulisch belastingniveau (HBN)

De waterstanden en benodigde kruinhoogtes bij een overslagcriterium van 10 l/s/m, 5 l/s/m en 1 l/s/m zijn al bepaald voor de gehele Sterke Lekdijk (bijlage A van de Strategische Nota van Uitgangspunten [3]). Deze waarden dienen als input voor de veiligheids- en de ontwerpogave. De WBN's en de HBN's zijn weergegeven in paragraaf 7.3 (Hydraulische Randvoorwaarden). Eventuele aanpassingen in het zichtjaar, het toelaatbaar overslagdebiet of de taludhelling zijn van invloed op het HBN.

De afleiding voor de benodigde kruinhoogtes bij een overslagcriterium van 0,1 l/s/m is door team ICU gedaan conform de actuele WBI database versie 0.4 met voorgeschreven klimaatscenario en type onzekerheden conform de Strategische Nota van Uitgangspunten. De verouderde WBI database versie 0.3 bevat foutieve waarden wat leidt tot onjuiste WBN's en HBN's.

In de Verkenning van hoofdmechanismen wordt uitgegaan van een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 5 l/s/m voor de uiterste grenstoestand.

6.1.2 Toeslagen

De kruinhoogte van de dijk dient gedurende de hele levensduur van de dijk te voldoen. Daarom worden in het ontwerp onderstaande toeslagen meegenomen.

Robuustheidstoeslag

Conform het OI2014v4 [H] wordt in het ontwerp geen rekening gehouden met een robuustheidstoeslag. In de huidige ontwerpmethodiek (Hydra-NL) worden modelonzekerheden meegenomen in de statistiek waarbij een voldoende mate van robuustheid is verwerkt. Geacht wordt dat in de huidig vastgestelde hydraulische randvoorwaarden voldoende robuustheid zit waardoor een extra robuustheidstoeslag overbodig is.

Toeslag voor bodemdaling

De kruinhoogte moet tot het zichtjaar 2073 voldoen, waarbij rekening wordt gehouden met de autonome bodemdaling gedurende deze periode binnen het projectgebied. Deze autonome bodemdaling is conform de SnvU [1] toegepast dat binnen ICU een variatie heeft van 2 mm tot 4 mm per jaar.

Toeslag voor restzetting

Restzetting is de zetting die optreedt vanaf de oplevering van de dijkverbetering tot aan het einde van de levensduur (zichtjaar 2073). Voor de ontwerpogave wordt geen rekening gehouden met restzetting die optreedt na de oplevering van de dijkverbetering. Er wordt gekeken naar de situatie aan het einde van de levensduur (ontwerpprofiel) en niet naar de situatie na oplevering (opleverprofiel). Hierbij wordt aangenomen dat consolidatie ten gevolge van het aangebrachte ontwerpprofiel volledig is voltooid. Het bepalen van de overhoogte om te komen van ontwerp- naar aanleghoogte wordt gedaan in de planuitwerkingsfase.

6.2 Piping

Voor de beoordeling op piping zijn de volgende algemene uitgangspunten toegepast:

- Er is gekeken naar het zichtjaar 2073 en gebruik gemaakt van het OI2014v4 om te beoordelen of het huidige dijkprofiel en ondergrond voldoen aan de gestelde veiligheidseisen. Daarom is gewerkt met een schematiseringsfactor in plaats van de scenario's uit het WBI.

- De beoordeling voor STPH is per dijkpaal uitgevoerd conform het OI2014v4 [H].
- Indien een dijkpaal het oordeel optreden van piping heeft gekregen is vervolgens de beslisboom piping toegepast [8]. Ten behoeve van het VKA is hiervoor hypothese 1 (dikte deklaag > 6m binnendijks) en hypothese 2 (dichtslibbing van zandige voorlanden) toegepast. Indien een dijkpaal nog steeds het oordeel optreden van piping heeft gekregen zijn D-Geo Flow sommen gemaakt.
- Voor de buitenwaterstand is de Waterstand Bij Norm (WBN) aangehouden voor het zichtjaar 2073. Op basis van beschikbare peilbuismetingen is voor de stijghoogte binnendijks de maatgevende stijghoogte (behorend bij het uittredepunt) bepaald. Hierbij is de stijghoogte gehanteerd die bepaald is in de responsanalyse. Ten tijde van de responsmetingen stonden niet alle voorlanden onder water waardoor de gemeten respons te laag is ten opzichte van de WBN situatie. Op deze plekken is de responsfactor met 10% verhoogd. Het voorland stond droog ten tijde van hoogwater bij de voorhavendijk en het verlengde daarvan (DP106 t/m DP114) en de Schalkwijker buitenwaard DP147 t/m DP187. Zie paragraaf 6.2.5 voor een overzicht.
- Per dijkpaal is een inventarisatie gemaakt met betrekking tot de aanwezigheid van binnendijkse kwel sloten en/of tussenzandlagen. Als opbarstlocatie zijn, indien relevant, een tweetal scenario's beoordeeld:
 1. Opbarstlocatie ter plaatse van de binnenteen van de dijk
 2. Opbarstlocatie ter plaatse van een lokaal aanwezige kwel- of kopsloot.Ook zijn eventueel aanwezige tussenzandlagen beoordeeld. In de rapportage is alleen de laagste factor vermeld aangezien deze als maatgevend geldt.

Voor het bepalen van de benodigde pipingmaatregelen zijn de volgende parameters nodig:

- **Intrede- en uittredepunt**

De dijkbasislengte is per dijkpaal bepaald door middel van dwarsprofielen per dijkpaal op basis van AHN3. Hiermee is de afstand bepaald tussen de buitenteenlijn en de binnenteenlijn/teensloot. Het intredepunt ligt hiermee op de buitenteenlijn. Het uittredepunt ligt bij de binnenteen of teensloot indien deze aanwezig is. Wanneer de teensloot zich op een relatief grote afstand (ca. 20 m) van de binnenteen bevindt, is de binnenteen als maatgevend beschouwd. In de fase van het voorkeursalternatief is gekeken naar de mogelijkheid om het intredepunt richting het voorland te verschuiven. De dikte van de deklaag in het voorland is inzichtelijk gemaakt aan de hand van geofysisch onderzoek en handboringen. Het intredepunt is verschoven indien de dikte van de afdekklei minimaal 1 meter onverstoord klei bedraagt. Dit is conform SNvU [1].

- **Deklaag**

De bovenzijde van de cohesieve deklaag (maaiveldhoogte ter hoogte van de binnenteen/achterland en het voorland) is bepaald aan de hand van dwarsprofielen per dijkpaal op basis van AHN3. De onderzijde van de cohesieve deklaag is bepaald aan de hand van het geotechnisch lengteprofiel. Zowel de bovenkant als de onderkant van de cohesieve deklaag is conservatief ingeschat. Het volumiek gewicht is bepaald op basis van een combinatie van het veld- en laboratoriumonderzoek binnen het deelgebied CUB en ICU. Hiervoor is uitgegaan van een lage karakteristieke schatting van de laaggemiddelde waarde gehanteerd conform de veiligheidsanalyse van CUB. Omdat op basis van de beschikbare sonderingen het niet mogelijk is om een onderscheid te maken tussen Klei licht en Klei zwaar zijn de volumegewicht bepalingen van alle kleimonster samengevoegd zodat voor klei één waarde wordt gebruikt. De gehanteerde karakteristieke waarden per grondsoort staan weergegeven in §8.5.

- **Watervoerend zandpakket**

Voor de doorlatendheid van het watervoerend zandpakket is uitgegaan van een doorlatendheid van 70 m/dag. Deze waarde is overgenomen van het deeltraject Wijk bij Duurstede-Amerongen (WAM), waar middels een pompproof de doorlatendheid van het gehele watervoerend pakket van Echteld en Kreftenheye is bepaald. Op basis van een vergelijking tussen de doorlatendheden die zijn bepaald bij het maatwerkonderzoek van CUB is dit een conservatieve rekenwaarde voor de doorlatendheid. Het maatwerk bij CUB leverde namelijk hogere horizontale doorlatendheden maar ook met een hogere anisotropiefactor. Per saldo levert dit dezelfde rekenwaarden op, zie onderstaande afbeelding met de resultaten van CUB.

Parameter	Waarde 1	Waarde 2
Doorlatendheid Holoceen geulenzand [m/d]	132 (horizontaal)	17 (verticaal)
Doorlatendheid Holocene stoorlaag [m/d]	0,01	-
Doorlatendheid Kreftenheye zand [m/d]	87 (horizontaal)	14 (verticaal)
Doorlatendheid Kreftenheye stoorlaag [m/d]	1,00	-
Doorlatendheid deklaag [m/d]	0,01 (Fort Honswijk t/m Tull en 't Waal)	0,10 (A27 & Voorhavendijk)
Doorlatendheid deklaag achterland [m/d]	0,007	

De onderzijde van het watervoerend pakket is bepaald op basis van BRO REGIS II v2.2. Per dijkpaal is in GIS bekeken op welk niveau de bovenzijde van de eerste kleiige eenheid van de formatie van Waalre (Wak1) zich bevindt. De dikte van het watervoerend pakket volgt dan uit de afstand tussen de onderzijde van de cohesieve deklaag en de onderzijde van het watervoerende pakket. Zie hiervoor §8.6.

- **d_{70} waarde**

De korrelgrootte d_{70} is bepaald op basis van korrelverdelingen van monsters langs het traject ICU. Hierbij is afgeweken van de SNvU door locatie specifiek onderzoek te gebruiken. De d_{70} uit de zeefproeven komen overeen met de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de korrelverdelingen uit laboratoriumonderzoeken bij CUB en WAM. De aangenomen waarden zijn vastgesteld in overeenstemming met HDSR. De waarde van de d_{70} is echter wel aan de gunstige kant bevonden, waardoor rekening moet worden gehouden met een aanpassing van de korrelgrootte.

In de analyse voor de korrelgrootte d_{70} is onderscheid gemaakt tussen het watervoerend zandpakket en dikke en dunne tussenzandlagen. In de analyse van de korrelgrootte zijn de zandmonsters dicht onder de deklaag (< 2 m) meegenomen, aangezien hier piping zal optreden. Voor de afleiding van de karakteristieke waarden is een lognormale verdeling conform “schematiseringshandleiding piping” verondersteld. De waarden staan weergegeven in Tabel 8-4.

- **Waterstanden**

Voor de waterstand binnendijks is het maaiveldniveau aangehouden.

Voor piping zijn drie deelfaalmechanismen van toepassing: opbarsten, heave en piping. Elk (deel) faalmechanisme heeft een interactie met de ander. Bij het falen van de primaire waterkering op piping moet elk van deze mechanismen zijn opgetreden. Ofwel, de waterkering voldoet wanneer ten minste één van de deelfaalmechanismen voldoet. Als eerste wordt de controle op opbarsten en heave gedaan. Wanneer kan worden aangetoond dat opbarsten en heave van de deklaag met voldoende zekerheid kunnen worden uitgesloten is nadere controle op piping van de watervoerende zandlaag niet benodigd. Wanneer aannemelijk is dat opbarsten of heave een rol spelen, moet ook op piping van de watervoerende zandlaag (of zandlagen) worden gecontroleerd.

6.2.1 Deelfactoren piping

Conform het OI2014v4 [H] worden er veiligheidsfactoren in de piping berekening toegepast. Deze worden per deelfaalmechanisme bepaald met onderstaande formules:

$$\gamma_{up} = 0,48 \cdot e^{0,46\beta_{eis;dsn} - 0,27\beta_{max}} = e^{0,46 \cdot 5,03 - 0,27 \cdot 3,72} = 1,78 \quad \text{Vergelijking 6.1}$$

$$\gamma_{he} = 0,37 \cdot e^{0,48\beta_{eis;dsn} - 0,30\beta_{max}} = e^{0,48 \cdot 5,03 - 0,30 \cdot 3,72} = 1,36 \quad \text{Vergelijking 6.2}$$

$$\gamma_{pip} = 1,04 \cdot e^{0,37\beta_{eis;dsn} - 0,43\beta_{max}} = e^{0,37 \cdot 5,03 - 0,43 \cdot 3,72} = 1,35 \quad \text{Vergelijking 6.3}$$

Waarin:

γ_{up}	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme opbarsten
γ_{he}	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme heave
γ_{pip}	Veiligheidsfactor voor het deelfaalmechanisme piping
β_{max}	Betrouwbaarheidsindex behorende bij de maximaal toelaatbare overstromingskans
$\beta_{eis;dsn}$	Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede

6.2.2 Schadefactor

Voor opbarsten, heave en piping worden verschillende schadefactoren gehanteerd. Deze zijn vastgelegd in het OI2014v4 [H] en in Tabel 6-2 weergegeven.

6.2.3 Schematiseringsfactor

Op basis van de schematiseringsfactoren uit de direct naastgelegen deeltrajecten WAM en CUB wordt ook voor ICU een schematiseringsfactor van 1,1 gehanteerd voor het hoofdmechanisme piping.

In de fase van het voorkeursalternatief is de schematiseringsfactor geverifieerd [10]. Per deelmechanisme zijn 3 factoren berekend.

- 1) De situatie waarbij de veiligheid op piping van het Pleistocene watervoerend pakket wordt berekend met een deklaag die niet doorkruist wordt door een holocene zandlaag (DP183);
- 2) De situatie waarbij de veiligheid op piping wordt berekend van het Pleistocene watervoerend pakket met een deklaag dat doorkruist wordt door een holocene zandlaag (DP194) (2);
- 3) De situatie waarbij de veiligheid op piping van een holocene zandlaag wordt berekend (DP194).;

De schematiseringsfactoren zijn weergegeven in Tabel 6-1.

De hoogste en daarmee de maatgevende factor is 1,05. Dit betekent dat voor alle mechanismen de gehanteerde schematiseringsfactor van 1,1 geverifieerd is.

Tabel 6-1: Schematiseringsfactoren piping, uit [10]

Deelmechanisme	DP183	DP194 (WVP ¹⁾)	DP194 (TZL ²⁾)
Opbarsten	1,02	1,01	1,04
Heave	1,01	1,01	1,02
Piping	1,01	1,02	1,05

¹⁾ Watervoerend pakket

Tabel 6-2: Factoren per deelfaalmecanisme

2) Holocene (tussen)zandlaag

6.2.4 Veiligheidsfactoren

Voor de deelfaalmecanismen zijn de minimaal vereiste veiligheidsfactoren berekend met onderstaande formule. Voor de onderstaande uitwerking is uitgegaan van een schematiseringsfactor van 1.1.

$$F_{min} = \gamma_n \cdot \gamma_b$$

Vergelijking 6.4

Waarin:

F_{min}	Minimaal vereiste stabiliteitsfactor per deel-faalmecanisme
γ_n	Schadefactor
γ_b	Schematiseringsfactor

Deelfaalmecanisme	$F_{min,up}$	$F_{min,he}$	$F_{min,pip}$
Schadefactor	1,78	1,36	1,35
Veiligheidsfactor	1,96	1,49	1,49

6.2.5 Schematisatie piping berekening

In deze paragraaf is de schematisatie van de geometrie per deelfaalmecanisme weergegeven.

Per dijkpaal wordt een piping berekening volgens de Sellmeijer methode uitgevoerd. Hierbij wordt gelet op de volgende kenmerken:

- Aanwezigheid van een dunne deklaag in het achterland. Een dunne deklaag leidt tot een lage opbarstveiligheid.
- Aanwezigheid van (hoger gelegen) tussenzandlagen. Praktisch zal aangehouden worden dat zandlagen dunner dan 1,5 m niet piping gevoelig zijn indien deze zijn ingesloten tussen dikke cohesieve lagen. De tussenzandlagen mogen geen contact maken met de Pleistocene zandlaag. Dit wordt gecontroleerd op basis van het geotechnisch lengteprofiel, sonderingen en boringen ter plaatse van het voorland, kruin, binnendijks en achterland. Doorlopende horizontale zandlagen worden wel gecontroleerd op piping.

De dwarsprofielen per dijkpaal worden opgebouwd met behulp van het AHN3. Door de aanwezigheid van waterpartijen in het voor- en achterland kan de AHN3 niet voorzien van hoogtes, in het geval van een waterpartij dus waterbodempromfielen. Voor watergangen wordt de diepte volgens de legger gebruikt. Er wordt gebruik gemaakt van de beschikbare GIS-data "Hydro objecten" om bodemdieptes te bepalen. Voor maatwerklocaties kan het betekenen dat er een aparte inspectie in het veld moet worden uitgevoerd. Voor het opstellen van het dwarsprofiel zijn onderstaande kenmerken relevant:

- Maaiveldhoogte van het voor- en achterland;
- Aanwezigheid teensloot, bodempromfiel
- Aanwezigheid berm;
- Lengte van het voorland.

Indien lokaal uitzonderingen worden aangetroffen dan zullen deze apart worden beoordeeld of eventueel als een maatwerklocatie in een latere fase worden beschouwd.

De kwelweglengte speelt bij een beoordeling op het faalmechanisme piping een belangrijke rol. De kwelweglengte is de afstand die het kwelwater moet afleggen om onder de dijk door te stromen, gemeten vanaf het intredepunt tot aan het uitredepunt. De ligging van het in- en uitredepunt wordt bepaald op basis van Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen (ORZW) [J]. Hierbij wordt rekening gehouden met de ligging van het voorland, eventuele aanwezigheid van strangen, waterlichamen, sloten enzovoorts. De informatie over de deklaagdiktes is hierbij essentieel.

Wanneer geen watergangen in het achterland aanwezig zijn, wordt het uitredepunt bepaald door de locatie van opbarsten. De locatie van opbarsten volgt uit de opbarstberekening. De potentiële opbarstlocaties die onderzocht worden zijn:

- Teensloot (kopse kant en een langslopende);
- Binnenteen

Belastingsituatie opbarsten

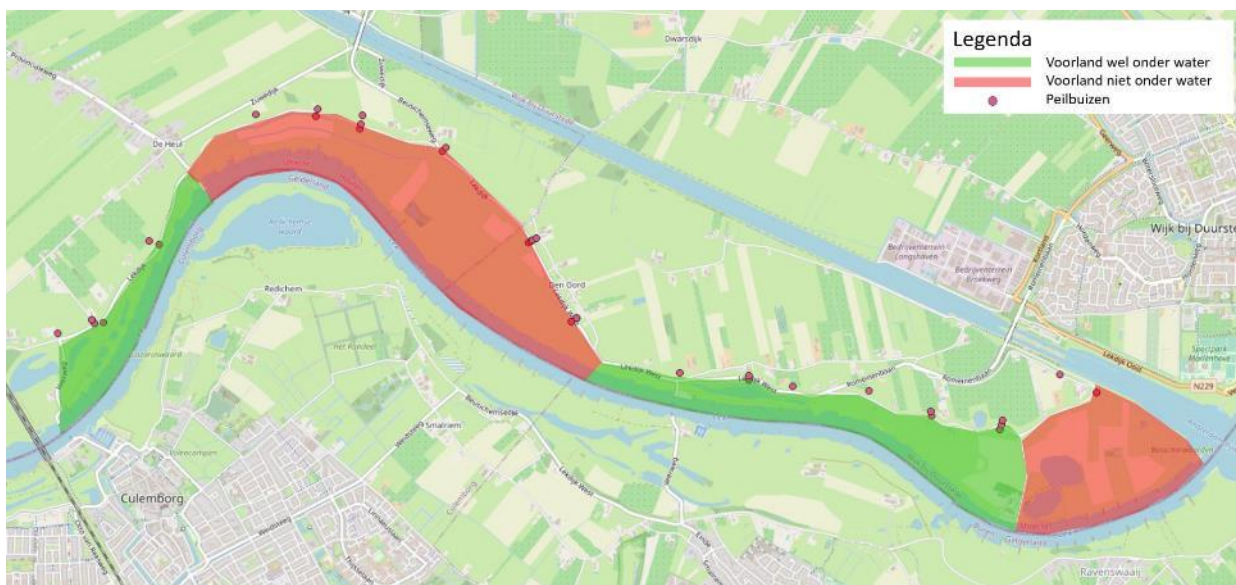
Naast bovenstaande uitgangspunten betreffende de geometrie is voor het deelfaalmechanisme opbarsten ook het volumiek gewicht van de aanwezige grondlagen een belangrijke parameter. Het volumiek gewicht is bepaald op basis van het laboratoriumonderzoek en zijn weergegeven in Tabel 8-1.

In de uiterste grenstoestand (UGT) wordt er rekening mee gehouden, dat het polderpeil gelijk is aan het maaiveldniveau. Dit wordt per dijkpaal beschouwd en kan uiteindelijk worden doorvertaald naar een oordeel op dijkvakniveau.

Op basis van de peilbuismetingen worden responsfactoren afgeleid langs het deeltraject ICU. De responsfactor bepaalt de mate waarin de buitenwaterstand bij maatgevend hoogwater de stijghoogte in het achterland beïnvloedt. De responsfactor is bepaald aan de hand van de beschikbare peilbuismetingen in het achterland of de binnenteen van de dijk. Door middel van extrapolatie van de hoogste waterstand, gemeten gedurende een hoogwatergolf in 2021 van enige duur, kan de stijghoogte bij extreme maatgevende waterstanden (WBN) worden afgeleid.

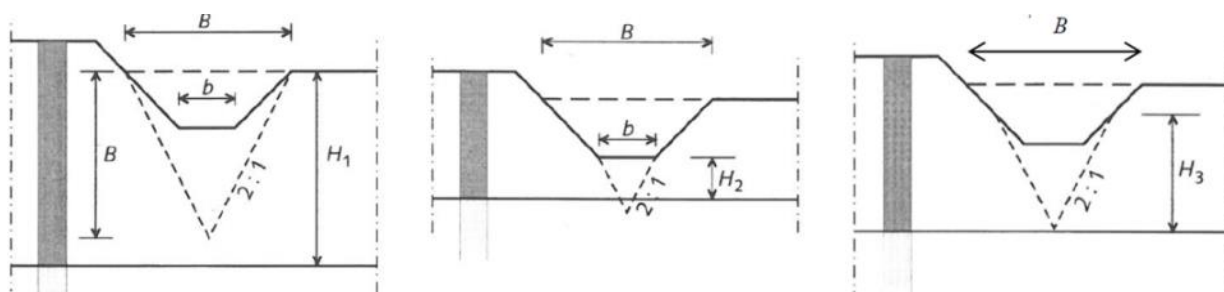
Om goede meetdata over de respons te krijgen is het van belang dat het voorland onder water staat tijdens een hoogwatergolf. Naast korrelgrootte, type materiaal is ook het infiltratie oppervlak van het voorland relevant voor de respons. Bij de hoogwatergolf van februari 2021 is grofweg de helft van het voorland van ICU niet onder water komen te staan. De daarbij gemeten respons kan daarmee iets lager uitvallen dan de daadwerkelijke respons. Daarom geldt het volgende:

1. Voorlanden die droog zijn gebleven tijdens de hoogwatergolf van februari 2021 (enige meetreeks bij hoog water) hebben een correctie door de responsfactor met 10% te verhogen. Bijvoorbeeld een gemeten respons van 0,50 (50%) wordt gecorrigeerd naar 0,60 (60%) tijdens de belastingsituatie WBN. Deze waarde van 10% is onderbouwd door een beschouwing van de situatie in relatie tot die bij CUB en de gebruikte responsfactoren ter plekke. In een gevoeligheidsanalyse is bepaald dat de maximaal toelaatbare verhoging van de respons zeer beperkt is in relatie tot opbarsten. Hierbij is te denken aan 0 tot 5%. Wetende dat de voorlanden droog stonden tijdens de meetreeks lijkt een dergelijke verhoging te beperkt om geen opgave over te houden op de locaties waar dit speelt.
2. Voorlanden die nat zijn geworden tijdens de hoogwatergolf van februari 2021 zijn de R karakteristiek niet gecorrigeerd.



Figuur 6.1: Bepaling van de effectieve laagdikte bij een sloot conform de schematiseringshandleiding piping [E]

De methode waarbij het voorland onder water heeft gestaan is een sterke versimpeling van de realiteit. Voor de responsfactor r_{exit} wordt daarom een bovengrenswaarde gehanteerd met een variatiecoëfficiënt van 0,1 [E]. Hiermee worden de modelonzekerheden voor het gebruik van deze methode deels verdisconteerd.



Figuur 6.2: Overzichtskaart - voorland wel / niet onder water heeft gestaan tijdens een hoogwatergolf feb 2021

De bepaling van de effectieve laagdikte voor opdrijven bij een sloot wordt omschreven in de schematiseringshandleiding piping [E]. Deze laagdikte wordt visueel als volgt bepaald:

- In het geval dat de breedte van de sloot op maaiveldniveau B [m] kleiner is dan de totale deklaagdikte buiten de sloot H_1 [m], en als de geometrie van de sloot binnen de driehoek valt die met de breedte van de sloot op maaiveldniveau de spanningsverspreiding van 2:1 (verhouding verticaal: horizontaal) weergeeft, is de effectieve laagdikte d_{eff} gelijk aan de totale laagdikte: $B < H_1 \rightarrow d_{\text{eff}} = H_1$.b).
- Als de breedte van de slootbodem b [m] groter is dan de deklaagdikte in het midden van de sloot H_2 [m], dan dient de deklaagdikte in het midden van de sloot als effectieve laagdikte d_{eff} te worden gebruikt: $b > H_2 \rightarrow d_{\text{eff}} = H_2$.c).

- In alle andere gevallen wordt de effectieve deklaagdikte d_{eff} bepaald door het snijpunt van de sloottaludhelling en een 2:1 helling beginnend aan de onderkant van de deklaag in het midden van de sloot: $d_{\text{eff}} = H/3$.

In het geval dat de deklaagdikte aan beide kanten van de sloot verschillend is of dat de sloot asymmetrisch is, dan wordt de meest ongunstige situatie beschouwd. Bij veel dwarsprofielen is een dikke deklaag aanwezig, waardoor de slootdiepte weinig invloed heeft op het deelmechanisme opbarsten. Hierin moet dus eerst de effectieve deklaagdikte worden bepaald en vervolgens getoetst worden. In sommige gevallen is de aanwezige deklaagdikte gelijk aan de effectieve. Hierbij speelt het 2D effect dus geen rol.

6.2.6 Toepasselijkheid Beslisboom piping

Binnen het programma Sterke Lekdijk is de Beslisboom piping al eerder toegepast met als doel het uitstellen van maatregelen. Dit is toegestaan omdat de verwachting is dat de komende jaren veel kennis ontwikkeld zal worden met betrekking tot met name het deelfaalmecanisme opbarsten.

Op 26 juni 2022 is ook voor het deeltraject ICU besloten de Beslisboom Piping toe te passen [8]. Zowel hypothese 1 als hypothese 2 zijn toegepast. Dit besluit is aangevraagd vanwege de grootte van de reductie in de opgave die het toepassen van de Beslisboom piping liet zien. Deze aanvraag en de bijbehorende resultaten zijn op 21 juni 2022 goedgekeurd door het college van HDSR.

6.2.7 Uitgangspunten D-Geo Flow

Een scopeoptimalisatie kan mogelijk worden gemaakt door verschillende invloeden mee te nemen in de beschouwing voor piping die niet in rekening kunnen worden gebracht met de rekenregel van Sellmeijer, zoals voorlandweerstand, anisotropie en meerlaagsheid van het watervoerend pakket. Met de software D-Geo Flow, een door Deltares ontwikkeld numeriek model, is het mogelijk om deze invloeden op de pipingopgave wel in rekening te brengen. Voor het uitvoeren van de D-Geo Flow berekeningen wordt eerst kort de berekeningsmethode toegelicht. Vervolgens worden de aangehouden uitgangspunten benoemd.

Beoordelingsmethode

De beoordeling van de veiligheid tegen piping wordt gedaan op basis van het OI2014v4. Hierop zijn de volgende relaties van toepassing:

$$\Delta H = h - h_{\text{exit}} - r_c D_{\text{deklaag}}$$

$$\Delta H \leq \frac{\Delta H_{c,p}}{\gamma_{\text{pip}} \gamma_{b,p}}$$

$$S.F. = \frac{\Delta H}{\frac{\Delta H_{c,p}}{\gamma_{\text{pip}} \gamma_{b,p}}}$$

Met:

ΔH	: Verval [-]
$\Delta H_{c,p}$: Kritiek verval waarna progressieve piping optreedt [-]
h	: Buitenwaterstand bij de norm [+m NAP]
h_{exit}	: Uittredepunt [+m NAP]
r_c	: Slurryweerstandsfactor, 0,3 conform OI2014v4 [-]
D_{deklaag}	: Deklaagdikte [m]

γ_{pip}	: Normafhankelijke veiligheidsfactor voor piping = 1,35 [-]
$\gamma_{b,p}$: Schematiseringsfactor = 1,10 (startwaarde, n.t.b. in analyse) [-]
$S.F.$: Veiligheidsfactor voor terugschrijdende erosie (piping)

Het kritiek verval $\Delta H_{c,p}$ wordt bepaald aan de hand van de D-Geo Flow berekeningen. Vervolgens wordt aan de hand van de buitenwaterstand bij de norm (WBN), de hoogte van het uittredepunt en de slurryweerstand het verval over de kering bepaald. De veiligheidsfactor S.F. kan hierna worden bepaald, waarbij geldt dat een waarde van 1,0 of groter leidt tot goedkeuren van het dijkvak.

Berekeningen D-Geo Flow

De berekeningen in D-Geo Flow worden uitgevoerd voor de dijkvakken waar een versterkingsopgave is overgebleven ten aanzien van het faalmechanisme piping na de Sellemeijerberekeningen en hanteren Beslisboom Piping. Vanwege de benodigde inspanning voor het maken van een D-GeoFlow berekening is gekozen niet per dijkpaal de analyse uit te voeren. Dit wijkt af van de eerdere analyse voor piping die met behulp van Excel zijn gemaakt wat zich beter leent voor grote hoeveelheden gestandaardiseerde berekeningen. Voor de verschillende dijkvakken is de volgende aanpak aangehouden wat betreft de D-Geo Flow berekeningen.

Stap 1. Vakniveau

De berekeningen op vakniveau worden uitgevoerd met de meest ongunstige combinatie van uitgangspunten per vak:

- Maatgevend uittredepunt verkenning en bijbehorende dijkbasislengte
- Dunste deklaag
- Grootste verval
- Kortste voorland
- Ongunstige bodemopbouw (doorlatend / weinig en/of diep gelegen stoorlagen / forse zandlaagdikte)

Opgemerkt moet worden dat dit geen realistische of bestaande doorsnede is voor het desbetreffende dijkvak. Indien deze doorsnede echter tot goedkeuren leidt, dan zullen alle doorsnedes binnen het desbetreffende dijkvak worden goedgekeurd. Indien er uit deze berekeningen geen uitgesproken goedkeuring volgt worden de berekeningen uitgevoerd volgens stap 2.

Stap 2. Lokaal niveau

Bij de berekeningen op lokaal niveau wordt een schematisering gemaakt van een bestaande doorsnede binnen het dijkvak. Er wordt hier gekozen voor de meest ongunstige doorsnede per vak, meestal op basis van voorlandlengte en/of dikte of diepteligging van stoorlagen. Indien het onduidelijk is welke doorsnede binnen een dijkvak maatgevend zal zijn, wordt het vak opgesplitst in enkele kleinere vakken om zo verschillende situaties langs het traject te kunnen beproeven om de meest maatgevende situatie in beeld te krijgen.

De D-Geo Flow analyse bij ICU betreft een optimalisatie van de scope. Met name voor maatwerklocaties van grote lengte lijkt het onwaarschijnlijk dat goedkeuren volgt bij de meest conservatieve berekeningen, omdat er veel variatie mogelijk is. Daarnaast betreffen enkele van de overgebleven maatwerklocaties maar enkele dijkpalen, waardoor weinig variatie wordt verwacht in uitgangspunten langs deze locaties. Daarom wordt verwacht dat de meest conservatieve en lokale berekeningen voor deze locaties weinig in uitkomst van elkaar zullen verschillen. Op basis van deze redenen lijkt het uitvoeren van de meest conservatieve berekeningen overbodig en daarom wordt gekozen de analyse op lokaal niveau uit te voeren.

Pipegroei onder voorland

De groei van de pipelengte zal tevens berekend worden met de software D-Geo Flow. De pipelengte wordt bepaald bij de rekenwaarde van het verval. De berekende waarde van deze parameter is vergeleken met het kritieke verval $H_{c,p}$ minder goed gevalideerd. Vanwege deze reden wordt een veiligheidsfactor van 1,5 toegepast op de berekende kritieke pipelengte.

Conform de SNvU van Sterke Lekdijken [1] is de eis gesteld dat bij dunne deklagen de kritieke pipelengte inclusief veiligheidsfactor van 1,5 niet verder dient te groeien dan de buitenteen van de dijk tenzij aan bepaalde voorwaarden wordt voldaan. In de beoordeling met D-Geo Flow wordt deze eis per dijkvak geverifieerd.

Modelinstellingen

Voor de berekeningen wordt gebruik gemaakt van D-Geo Flow versie 2022.01. In tabel 6-3 zijn de standaard rekeninstellingen van het D-Geo Flow-model samengevat.

Tabel 6-3: Overzicht rekeninstellingen

Instelling	Waarde model
Bovenstroomse randvoorwaarde	Closed, midden van de rivier
Randvoorwaarde onderrand	Closed, samenvallend met hydrologische basis
Benedenstroomse randvoorwaarde	Closed, 100 m
Binnendijkse randvoorwaarde	Waterstand polderpeil, weerstand in het opbarstkanaal (0,3d) wordt bij nabewerking toegevoegd.
Buitendijkse randvoorwaarde	Stapsgewijs verhogen (stationaire berekening)
Stapgrootte buitenwaterstand (Δh)	0,1 m
Rastergrootte	4 [-] (default waarde)
Meshlengte pijp	1 m
Vergroving diepere laag t.o.v. raster	10 [-]

De benedenstroomse randvoorwaarde bevindt zich binnendijs (polder) en is, op basis van de spreidingslengte, gesteld op 100 m vanaf het uittredepunt. Uit een gevoeligheidsanalyse bij de D-Geo Flow berekeningen bij CUB is gevonden dat een aanpassing van deze afstand naar 200 m vrijwel geen invloed heeft op het resultaat van de modelberekening. In de berekeningen is daarom 100 m aangehouden.

Uitgangspunten

- **Geometrie**

Voor de D-Geo Flow-berekeningen worden de geometrie van voorland, dijk, achterland en uittredepunten overgenomen uit het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN), gelijk aan de werkwijze voor STBI. Ten aanzien van de bathymetrie kunnen project specifieke gegevens of uit openbare bronnen worden gebruikt, zoals uit Bathymetrie Nederland. De geometrie wordt enigszins vereenvoudigd (lokale oneffenheden uitvlakken) ten einde de modellering werkbaar te maken. Bij deze keuzes wordt erop gelet dat dit geen invloed heeft op het eindresultaat door bv. significante wijzigingen in deklaagdikten. Informatie wat betreft de slootbodem ter plaatse van de verschillende dijkvakken wordt gehaald uit de openbare Hydro Objecten van HDSR.

- **Bodemopbouw en geohydrologische basis**

Voor de bodemopbouw wordt gebruik gemaakt van het geotechnisch lengteprofiel op basis van het grondonderzoek van Inpijn-Blokpoel. Het geotechnisch lengteprofiel geeft de bodemopbouw tot een diepte weer van ongeveer NAP -15 m.

De overige informatie rondom de bodemopbouw en de diepte van het watervoerend pakket (geohydrologische basis) wordt bepaald aan de hand van het ondergrondmodel REGIS II, waar mogelijk geverifieerd aan de hand van (diepe) boringen uit het DINOloket. De dikte van het watervoerend pakket is gelijk aan het niveau van de bovenzijde van de eerste kleiige eenheid van de formatie van Waalre (Wak1) minus het niveau van de onderkant van de deklaag. De diepte van de geohydrologische basis van het watervoerende pakket varieert tussen NAP-30 m ter plaatse van de Irenesluizen tot NAP -60 m ter plaatse van Culemborgse Veer. Voor alle berekeningen wordt initieel voor de diepte van de geohydrologische basis NAP -60 m aangehouden. Dit betreft een conservatief uitgangspunt.

- **Uittredepunten**

De locaties van de uittredepunten worden bepaald aan de hand van de resultaten van de pipinganalyse met de rekenregel van Sellmeijer. Uittredepunten worden in D-Geo Flow ingevoerd ter plaatse van teen/kopsloten of het eerste opbarstpunt binnendijks, afhankelijk van welk punt in de pipinganalyse maatgevend is qua kwelweglengte. Teensloten, kopsloten of binnendijkse opbarstpunten worden in D-Geo Flow te allen tijde gemodelleerd als een teensloot, om ongunstige 3D werking te voorkomen. Indien het uittredepunt een sloot betreft is het niveau van de slootbodem van belang voor het bepalen van het verval over de dijk, aangezien ter plaatse van sloten de deklaag dun is en dus zorgt voor een lage slurryweerstand ($0,3D_{\text{deklaag}}$). Dit zorgt voor een groter en dus conservatiever verval over de dijk.

- **Doorlatendheid watervoerend zandpakket**

De doorlatendheid van het watervoerend zandpakket wordt voor de D-Geo Flow sommen aangehouden op 70 m/d, zoals bepaald in paragraaf 8.7.3. Er wordt tevens aangehouden dat anisotropie en rol zal spelen in de berekeningen. Voor de anisotropiefactor wordt een maximale waarde van 3 aangehouden.

- **Korrelgrootte d_{70}**

De korrelgrootte d_{70} van het zandpakket wordt voor de D-Geo Flow sommen aangehouden op 306 μm , zoals bepaald in tabel 8-4 uit paragraaf 8.7.2. De waarde van d_{70} is een reële waarde die valt in dezelfde orde grootte zoals gehanteerd bij CUB (297 μm).

- **Buitenwaterstanden**

Voor de verschillende dijkvakken worden de maatgevende buitenwaterstanden (WBN) aangehouden zoals bepaald met behulp van Hydra-NL.

- **Waterstanden binnendijks**

Het zoekgebied voor de waterstanden binnendijks wordt aangehouden op het laagste maaiveldniveau dat 100 m vanuit de binnenteen van de dijk wordt aangetroffen. Deze waarden worden bepaald aan de hand van het AHN. Indien op basis van het AHN blijkt dat er sprake is van een lang doorgaand, aflopend achterland dan wordt het zoekgebied bijgesteld.

- **Onderkant deklaag**

De onderkant van de deklaag wordt conservatief aangehouden op de plek in het geotechnisch lengteprofiel waar de deklaag het dunst is. Dit werkt conservatief door in het bepalen van de slurryweerstand ($0,3D_{\text{deklaag}}$).

- **Deklaagdikte voorland**

De deklaagdikte van het voorland wordt bepaald op basis van 36 handboringen uitgevoerd door Inpijn-Blokpoel en ca. 90 boringen/sonderingen uit het DINOloket. Tussen deze metingen zal worden geïnterpoleerd om leemtes op te vullen. Daarnaast is gebruik gemaakt van het geofysisch grondonderzoek van Medusa [16].

- **Doorlatendheid deklaag voorland**

Doorlatendheid van het voorland wordt aangehouden op 0,1 m/d, bepaald op basis van contact met A. van der Kraan op 15 december 2022. Deze waarde betreft een veilige waarde die tevens is gehanteerd voor WAM en voor de Voorhavendijk bij CUB en betreft een waarde voor een kleiige ondergrond. Voor het traject ICU is daarnaast een weerstandsanalyse mogelijk ter hoogte van dijkpaal 116, waarmee de doorlatendheid van de deklaag mogelijk kan worden aangescherpt.

Voor watergangen in het voorland wordt een doorlatendheid aangehouden van 1 m/d en een minimale dikte van de ondoorlatende laag van 10 cm waterbodem.

- **Voorlandlengte**

In D-Geo Flow wordt het voorland per dijkdoorsnede aangehouden op de afstand tussen de buitenteen en de zomerdijk, zoals valt af te leiden uit Google Earth. In het geval van zeer doorlatende voorlanden of zeer ondoorlatende voorlanden kan deze parameter afwijken dan initieel ingemeten op basis van Google Earth.

- **Doorlatendheid deklaag achterland**

Voor de doorlatendheid van de deklaag in het achterland geldt dat dat een lagere waarde conservatief doorwerkt in de berekening. Er wordt daarom uitgegaan van een waarde 0,005 m/d. Dit is een veilige waarde die tevens is gehanteerd bij WAM en vergelijkbaar in ordegrootte met de 0,007 m/d die is gehanteerd bij CUB.

6.3 Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)

In onderstaande paragrafen is toegelicht welke uitgangspunten zijn gehanteerd bij het uitvoeren van de stabiliteitsanalyses binnen ICU.

6.3.1 Belastingssituaties

In de Strategische Nota van Uitgangspunten zijn meerdere belastingssituaties voor de binnenwaartse macrostabieliteit opgenomen, namelijk:

1. Waterstand bij de norm zonder verkeersbelasting
2. Significante overslag met verzadigd dijklichaam (aandachtspunt SNvU)
3. Extreme neerslag in combinatie met lagere waterstand
4. Hoge verkeersbelasting in combinatie met lagere waterstand (BGT)

Voor het deeltraject ICU wordt gedurende de Verkenningssfase alleen de belastingssituatie “Waterstand bij de norm” (WBN) berekend om verschillende redenen:

- De belastingssituatie significante overslag (punt 2.) wordt niet uitgevoerd, omdat alle kruinhoogtes binnen ICU voldoen aan een HBN eis van 1 l/s/m. Dit is conform de SNvU [1] en officieel afgestemd met HDSR op 1 feb 2022.
- De belastingssituatie “extreme neerslag” in punt 3 is volgens de SNvU [1] een Gemiddeld Hoog Water (GHW) gecombineerd met een neerslag hoeveelheid die tot een verhoging van het

freatisch vlak leidt van 0,5 meter in de kruin. Op basis van waternormalen, meetstation Amerongen Beneden, is voor ICU een GHW aangenomen van NAP+6,00 m welke een overschrijdingskans heeft van 1/1 per jaar wat voor een gemiddelde een conservatieve aanname is. Het WBN over het traject van ICU ligt niet lager dan NAP+7,55 m waardoor voor STBI de belastingsituatie “extreme neerslag” niet maatgevend kan worden en dus ook niet verder is beschouwd.

- De BGT situatie is niet maatgevender dan de UGT situatie (Waterstand bij de norm). Wel vormen de resultaten inzicht voor de afdeling Beheer binnen het Waterschap. Met HDSR wordt afgestemd wanneer de BGT berekeningen uitgevoerd worden. Op dit moment is het geen onderdeel van een analyse of product.
- De aan te houden hydraulische randvoorwaarden per belastingsituaties zijn beschreven in §7.3 maar niet altijd van toepassing.

6.3.2 Stabiliteitsfactoren

Een stabiliteitsontwerp voldoet wanneer de berekende stabiliteitsfactor groter is dan de minimale stabiliteitseis. De stabiliteitseis voor het faalmechanisme STBI is opgebouwd uit de volgende partiële factoren; de schadefactor γ_n , de modelfactor γ_m , de schematiseringsfactor γ_d en de materiaalfactor γ_m .

Schadefactor γ_n

Vanuit de in §5.2 afgeleide betrouwbaarheidsindex $\beta_{eis;dsn}$ is het mogelijk om de schadefactor voor de doorsnede af te leiden:

$$\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{eis;dsn} + 0,41 = 0,15 \cdot \frac{1}{5.596.000} + 0,41 = 1,17 \quad \text{Vergelijking 6.5}$$

Modelfactor γ_d

Volgens de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [4] is bij gebruik van het rekenmodel Uplift Van een modelfactor van 1,06 vereist.

Materiaalfactor γ_m

De materiaalfactor is in alle gevallen gelijk aan 1,00 conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [4].

Schematiseringsfactor γ_b

In de uitgevoerde schematiseringsfactor analyse voor STBI (en STPH) zijn twee basis schematiseringen geverifieerd aan een schematiseringsfactor van 1,1, afkomstig uit naastgelegen deeltrajecten WAM en CUB [5]. Op basis van de berekende stabiliteitsfactoren per scenario blijkt een schematiseringsfactor van 1,1 niet voldoende om de variatie in grondopbouw af te dekken. Voor het berekenen van de stabiliteitseis is een minimale schematiseringsfactor van 1,15 benodigd [10]. Deze waarde is gehanteerd in de veiligheidsanalyse.

Stabiliteitseis

In onderstaande tabel is een overzicht van de geldende partiële factoren voor STBI weergegeven (Tabel -4). Vermenigvuldigd met elkaar geeft een stabiliteitseis F_{min} van 1,43. Alle stabiliteitsberekeningen voor STBI dienen aan deze eis geverifieerd te worden.

Tabel -4. Overzicht partiële factoren en stabiliteitseis STBI

6.3.3 Rekenmodel en software

(Partiële) factor	Symbool	Waarde
Schadefactor	γ_n	1,17
Modelfactor	γ_d	1,06
Materiaalfactor	γ_m	1,00
Schematiseringsfactor	γ_b	1,15
Stabiliteitseis	F_{min}	1,43

Voor het uitvoeren van de berekeningen worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Er wordt gerekend met het CSSM model, waarbij voor de relatief lichte kleilagen en veenlagen de SHANSEP-implementatie wordt gehanteerd. Daarnaast wordt voor de relatief zware kleilagen onder de grondwaterstand een SU-tabel gehanteerd wat door HDSR is voorgeschreven [12]. SHANSEP en een SU-tabel (zie §8.7.1) houden beide rekening met ongedraineerd gedrag. Voor de relatief zware kleilagen boven de grondwaterstand wordt er gerekend met gedraineerd gedrag volgens het Mohr Coulomb model.
- Als glijvlakmodel wordt UpliftVan gehanteerd.
- In het VKA wordt de D-Stability 2022.01.2 gehanteerd.

6.3.4 Schematisering geometrie en bodemopbouw

In deze paragraaf is weergegeven hoe de schematisering van de geometrie en bodemopbouw per Geo vak voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts tot stand komt.

Per dijkvak wordt een stabiliteitsberekening uitgevoerd. Per dijkpaal wordt de geometrie op basis van het AHN3 opgebouwd. Waar het AHN3 niet voorziet in alle informatie zal daar aan de hand van inmetingen informatie aan worden toegevoegd.

De bodem en het peil van de diverse watergangen en waterpartijen in het voorland en achterland zijn verkrijgbaar via de opendata portal van HDSR onder de naam "Hydro objecten". Daarnaast wordt rekening gehouden met de afmetingen die in de legger voor oppervlaktewateren zijn opgenomen. Voor het opstellen van het dwarsprofiel zijn onderstaande kenmerken relevant.

- Maaiveldhoogte van het voor- en achterland;
- Aanwezigheid teensloot;
- Aanwezigheid berm;
- Lengte van het voorland;
- Hoogte van de kruin;
- Taludhellingen.

Indien er lokaal uitzonderingen worden aangetroffen dan zullen deze apart worden beoordeeld, eventueel als een maatwerklocatie in een latere fase.

Op basis van de geometrische kenmerken wordt per dijkvak een maatgevend profiel afgeleid waarna vervolgens de bodemopbouw wordt opgesteld. Voor het opstellen van de bodemopbouw wordt gebruik gemaakt van het geotechnisch lengteprofiel en nabijgelegen onderzoekspunten uit het geotechnisch onderzoek van de Sterke Lekdijk [6] [7]. Voor het definiëren van de kleilagen wordt gebruik gemaakt van de laboratorium proeven die voor het deeltraject ICU zijn uitgevoerd. Met deze laboratorium proeven is onder

andere het volumieke gewicht bepaald, wat een beter beeld van het type laag geeft dan enkel sonderingen of boringen. Omdat de hoeveelheid onderzoekspunten bij ICU zeer beperkt is, is gebruik gemaakt van het naastgelegen deeltraject CUB om een breder gedragen beeld te krijgen van het type lagen. Dit kan vanwege de uniforme bodemopbouw binnen CUB en ICU. Ook zijn er veel overeenkomsten met WAM, wat direct ten oosten van ICU ligt.

6.3.5 Schematisering freatische lijn

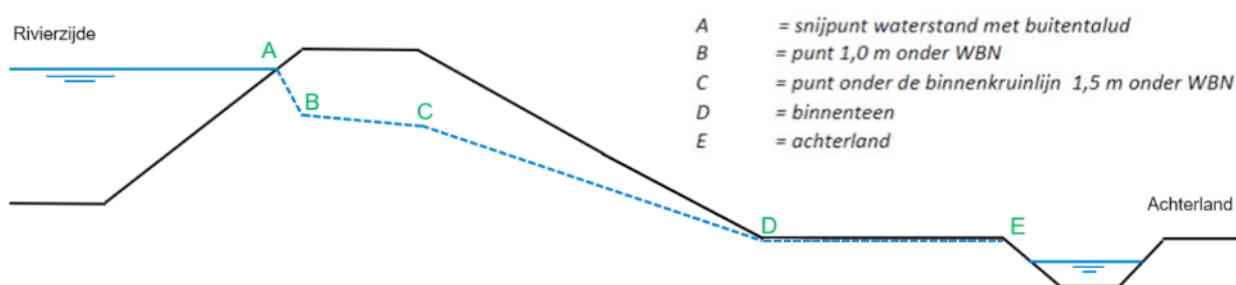
De freatische lijn in het dijklichaam wordt geschematiseerd conform het Technisch Rapport Waterspanning bij Dijken [8]. Specifiek voor het faalmechanisme macrostabiliteit kan gebruik worden gemaakt van de cases 1 en 3 uit bijlage 2 van dit rapport.

Tabel 6-5. Schematisering van de freatische lijn bij hoogwater met kenmerkende punten A tot en met E conform [6]

Situatie	Voorland A	Buitenkruin B	Binnenkruin C	Binnenteen D	Achterland E
Extreem hoog water (STBI)	WBN* ¹	1,0 m onder WBN	1,5 m onder WBN	Maaiveld	Maaiveld
Extreme neerslag (STBU)	GLW (STBU)* ³	GHW +0,5 m	GHW +0,5 m	Maaiveld	Maaiveld
Val na hoogwater (STBU)	WBN -4,0 m* ⁴	WBN-1,0 m	WBN-1,5 m	Maaiveld	Maaiveld
Extreem laag water (STBU)	LW _{1/10} jaar	Dagelijks* ⁵	Dagelijks	Maaiveld	Polderpeil

*Belastingsituatie wordt niet uitgevoerd. Toelichting in paragraaf 6.3.1
*1: OI / WBI
*2: Voorlopige werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4
*3: Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken
De gemiddelde hoogwaterstand en gemiddelde laagwaterstand dienen te worden afgeleid op basis van meetreeksen. Meetreeksen van de formele meetstations zijn beschikbaar via de website waternormalen.
Binnen ICU is gekozen voor het streefpeil van NAP +3,0 meter voor de situatie met Extreme neerslag. Overigens GHW en GLW (getij) spelen geen rol in het bovenrivierengebied. Dus de afkortingen dienen binnen SLD te worden herzien.
Er kan lineair geïnterpreteerd worden tussen de meetstations. (Bron: WBI, bijlage II)
*4: Staat beschreven in de Strategische Nota [3]
*5: Te bepalen op basis van peilbuismetingen

In de SNvU versie 1-3 wordt aangegeven dat het verloop van punt E naar het slootpeil anders geschematiseerd moet worden conform [8]. Hiermee wordt overigens gesuggereerd dat het slootpeil tijdens een WBN situatie zo goed als constant blijft. Door HDSR is aangegeven dat het regionaal systeem dusdanig functioneert dat het winterpeil gehanteerd kan worden tijdens een hoogwatersituatie. In de schematisering van de freatische lijn tijdens WBN wordt in de sloot het winterpeil als waterstand gehanteerd.



Figuur 6.3: Schematisering van de freatische lijn bij hoogwater met kenmerkende punten A tot en met E conform [8]

In onderstaande tabel zijn de gehanteerde geohydrologische randvoorwaarden met betrekking tot de freatische lijn en stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden opgenomen. Deze karakteristieke waarden zijn bepaald op basis van de beschikbare peilbuismetingen. Per dijkvak is een selectie gemaakt uit de twee dichtstbijzijnde peilbuizen op basis van polderpeilen en deklaagdikte. Daarnaast is gebruik gemaakt van de indicatief gemeten waterstanden tijdens de uitvoering van de mechanische boringen en de beschikbare sonderingen met waterspanningsmeting.

Tabel 6-6: Gehanteerde waarden freatische lijn en stijghoogte bij dagelijkse omstandigheden

Dijkvak	Dijkpaal	Freatische lijn BUT ¹ dagelijks (t.o.v. NAP [m])	Freatische lijn KR ¹ dagelijks (t.o.v. NAP [m])	Stijghoogte BIT ¹ dagelijks (t.o.v. NAP [m])
1	106	3,0	4,5	2,1
2a	113	3,0	4,5	2,25
2b	117	3,0	4,5	2,25
2c	126	3,0	4,5	1,8
3	136	3,0	5,25	1,75
4	144	3,0	4,5	2,0
5a	153	3,0	4,5	2,1
5b	156	2,7	4,5	1,8
6a+b	164	2,75	4,25	0,85
6c	172	2,25	3,75	1,2
6d	183	2,0	3,5	1,4
7	190	3,0	4,5	2,4
8a	196	3,0	4,5	2,5
8b	203	2,91	4,41	2,53

¹ BUT = Buitenteen, KR = Kruin, BIT = Binnenteen

6.3.6 Schematisering stijghoogte

Met behulp van de geleverde peilbuisdata is de respons in de bodem op de buitenwaterstand bepaald [9]. De bijbehorende stijghoogte wordt ingevoerd in de stabiliteitsberekeningen. Er wordt dus geen gebruik gemaakt van de analytische formules voor de stationaire situatie, volgens de modellen uit het Technische Rapport Waterspanningen bij dijken [8] bijlage 4. De stijghoogte tijdens dagelijkse situaties is weergegeven in Tabel 6-6.

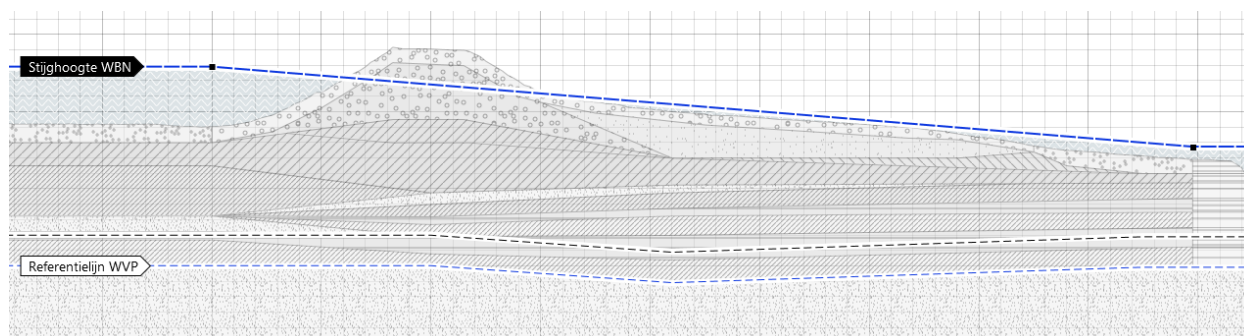
De beschikbare peilbuisdata is geanalyseerd en de respons is vertaald naar andere dijkpalen, zoals beschreven staat in §6.2. Dit resulteert in verschillende responsfactoren/ stijghoogtes per dijkvak (Tabel 6-7). Hierbij is rekening gehouden of het voorland onder water heeft gestaan tijdens de hoogwatergolf in februari 2021. Voor een stabiliteitsberekening wordt altijd de maatgevende stijghoogte binnen een dijkvak toegepast. Daarnaast wordt er gekeken hoe representatief deze stijghoogte is voor de rest van het dijkvak. Aan de hand daarvan wordt er bepaald of er een aanvullende fase/stage in D-Stability wordt toegevoegd wat tot een andere Safety factor (S.F.) zal leiden.

Tabel 6-7: Gehanteerde peilbuizen per maatgevend dwarsprofiel en afgeleide maatgevende stijghoogte

Dijkvak	Dijkpaal	Peilbuisnaam	Locatie	WBN 2073 (t.o.v. NAP [m])	Stijghoogte BIT bij WBN 2073 (t.o.v. NAP [m])
1	106	DP106+000_B_AL_pb2	AL	8,77	5,28 ¹
2a	113	DP115+094_B_AL_pb2	AL	8,64	6,97 ¹
2b	117	DP115+094_B_AL_pb2	AL	8,46	6,36
2c	126	DP126+042_B_AL_pb1	AL	8,43	5,29
3	136	DP135+047_B_BERM_pb2	BIT	8,35	5,14
4	144	DP150+005_B_AL_pb2	AL	8,17	5,97
5a	153	DP156+068_B_KR_pb2	KR	8,05	4,90 ¹
5b	156	DP156+068_B_KR_pb2	KR	8,03	4,39
6a+b	164	B39A2377-001 (Dinoloket) nabij DP166	BIT	7,98	3,63 ¹
6c	172	B39A2379-001 (Dinoloket) nabij DP173	BIT	7,95	4,11 ¹
6d	183	DP180+027_B_AL_pb1	AL	7,93	4,55 ¹²
7	190	DP192+096_B_KR_pb1	KR	7,89	6,43
8a	196	DP192+096_B_KR_pb1	KR	7,72	6,29
8b	203	B39A2382-001 (Dinoloket) nabij DP202	BIT	7,55	5,64

¹ Inclusief responsverhoging (10%) in verband met droogstand voorland tijdens referentieperiode peilbuisanalyse 2021
² Uit het Medusa grondonderzoek blijkt dat bij dijkvak 6d een 1-2 meter dikke kleilaag in het voorland aanwezig is. Hierdoor is er geen onzekerheid meer over de responsfactor tussen twee peilbuisraaien bij DP176 en DP193 dat in de NvU er nog wel was. In de NvU is een andere stijghoogte gehanteerd. In het VKA is voor dijkvak 6d overal dezelfde responsfactor gehanteerd aan de hand van het Medusa onderzoek.

De stijghoogte verloopt lineair vanuit het WBN ter hoogte van het intredepunt (buitenteen dijk) naar de binnenteen of, indien aanwezig, het opbarstgebied. Wanneer opbarsten is uitgesloten, verloopt de stijghoogte naar de binnenteen van de dijk tot een hoogte bepaald in de peilbuisanalyse. Indien binnenwaarts een berm aanwezig is, geldt hier de teen van de berm als “binnenteen”. Bij de aanwezigheid van een opbarstgebied verloopt de stijghoogtelijn van het WBN bij de buitenteen naar de grenspotential van de deklaag ten plaats van het opbarstgebied (Figuur 6.4).



Figuur 6.4: Schematisering van de stijghoogteverloop en indringingslengte conform TR Waterspanning bij Dijken [8]

6.3.7 Opbarsten

Conform het OI2014v4 [1] wordt de opbarstveiligheid bij macrostabiliteit bepaald door de totaalspanning aan de onderzijde van de deklaag te vergelijken met de opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag. In de stabiliteitsberekeningen wordt altijd een fysisch mogelijk scenario geschematiseerd. Voor de controle op opbarsten geldt:

$$\frac{\sum d_3 \cdot \gamma_{sat}}{(\varphi_{opb} - Z_{ok}) \cdot \gamma_w} = \gamma$$

Vergelijking 6.6

Waarin:

d_3	Dikte van de deklaag [m]
γ_{sat}	Verzadigd volumiek gewicht van de deklaag [kN/m ³]
γ_w	Volumiek gewicht van water [kN/m ³]
φ_{opb}	Stijghoogte opbarstlocatie [m t.o.v. NAP]
Z_{ok}	Onderkant deklaag [m t.o.v. NAP]
γ	Veiligheidsfactor opbarsten

Voor de uitkomst van de opbarstveiligheid γ zijn 3 scenario's mogelijk, namelijk:

- Opbarstveiligheid $\gamma < 1,0$
Bij een opbarstveiligheid $< 1,0$ wordt beschouwd dat de cohesieve deklaag opbarst, ongeacht de dikte van de deklaag. Voor de deklaag ter hoogte van het opbarstgebied (2x deklaag dikte) dient een sterktereductie toegepast te worden op de sterkteparameters (c , φ of $S_u = 0$). De stijghoogtelijn ten hoogte van het opbarstgebied ligt gelijk aan de grenspotential van de aanwezige deklaag.
- $1,0 < \text{Opbarstveiligheid } \gamma < 1,2$
In het geval dat de opbarstveiligheid tussen 1,0 en 1,2 ligt treedt opdrijven op. Afhankelijk van de deklaagdikte dienen de sterkteparameters en de stijghoogtelijn aangepast te worden. Bij een deklaagdikte kleiner dan 4,0 m dient de situatie beschouwd te worden als opbarsten. In dit geval wordt een opbarstgebied geschematiseerd, een reductie van de sterkteparameters (c , φ of $S_u = 0$) toegepast en de stijghoogte gereduceerd tot de grenspotential. Bij een deklaagdikte groter dan 4,0 m dient geen sterktereductie en een aanpassing van de stijghoogtelijn toegepast te worden. De situatie dient beschouwd te worden als één zonder opbarsten.
- Opbarstveiligheid $\gamma > 1,2$
Bij een berekende opbarstveiligheid $> 1,2$ voldoet de doorsnede aan opbarsten en dient hier geen rekening met reductie van sterkteparameters en de stijghoogte gehouden te worden.

In de situatie dat opbarsten optreedt ($\gamma < 1,0$ of $1,0 < \gamma < 1,2$ met een deklaag $< 4,0$ m) dient voor de schematisatie en locatie van het opbarstgebied de volgende uitgangspunten gehanteerd te worden.

- Het opbarstpunt wordt beschouwd ter plaatse van de teensloot (indien aanwezig) en ter plaatse van de teen van de dijk. De maatgevende locatie wordt als opbarstlocatie beschouwd.
- Bij de aanwezigheid van binnendijkse bermen wordt de binnenteen beschouwd als het einde van de berm.

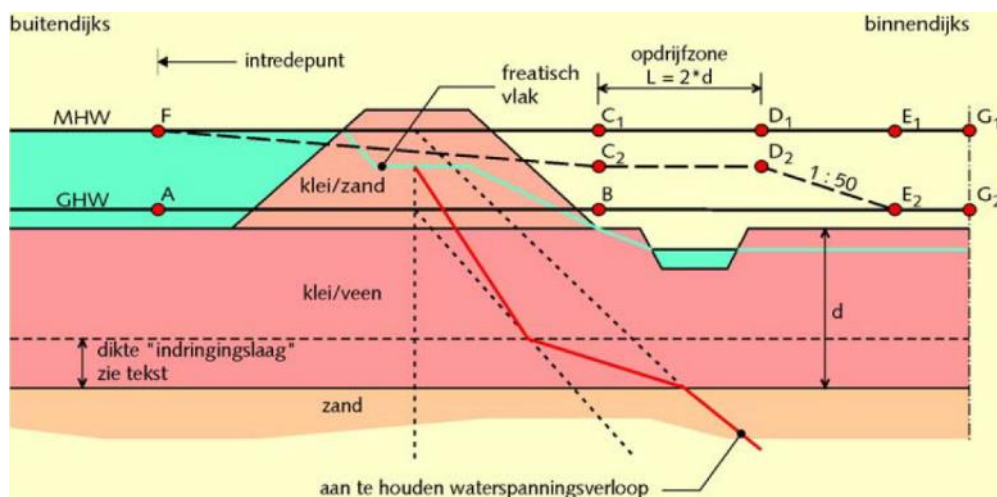
- Bij relatief flauw aflopende maaivelden richting de polder wordt vanaf het achterland in de richting van de waterkering beoordeeld waar het opbarstpunt zich bevindt.
- De lengte van de opbarstzone bedraagt maximaal 2 maal de dikte van de deklaag. Ter plaatse van een watergang is de breedte van de opbarstzone beperkt tot de breedte van de watergang.

6.3.8 Indringingslengte en stijghoogte

Als gevolg van een hoge stijghoogte kan aan de onderzijde van de samendrukbare laag een toename van waterspanning ontstaan. De diepte tot waar de stijghoogte invloed heeft wordt de indringingslengte genoemd. In de Pré-veiligheidsanalyse en de fase NvU is een indringingslengte van 3 meter gehanteerd, omdat het geotechnisch lengteprofiel nog niet compleet was.

In de fase NKO is de indringingslengte in afstemming met HDSR bijgesteld naar 2 m en is onderdeel geworden van de optimalisatie. In het VKA is deze niet verder aangepast. Het is bepalend of er een horizontale afsluitende laag op het watervoerende pakket zit (bestaande uit klei licht en/of veen), waardoor indringing aanzienlijk wordt beperkt. Voor ICU blijkt dit aan de orde te zijn.

Het verloop van de waterspanning wordt geschematiseerd conform het Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken [8]. In figuur 6.5 is de indringingslengte (indringingslaag) weergegeven.



Figuur 6.5: Schematisering van de indringingslengte conform het Technisch rapport Waterspanningen bij Dijken [8]

6.3.9 Schematisatie waterspanningen bij overslag

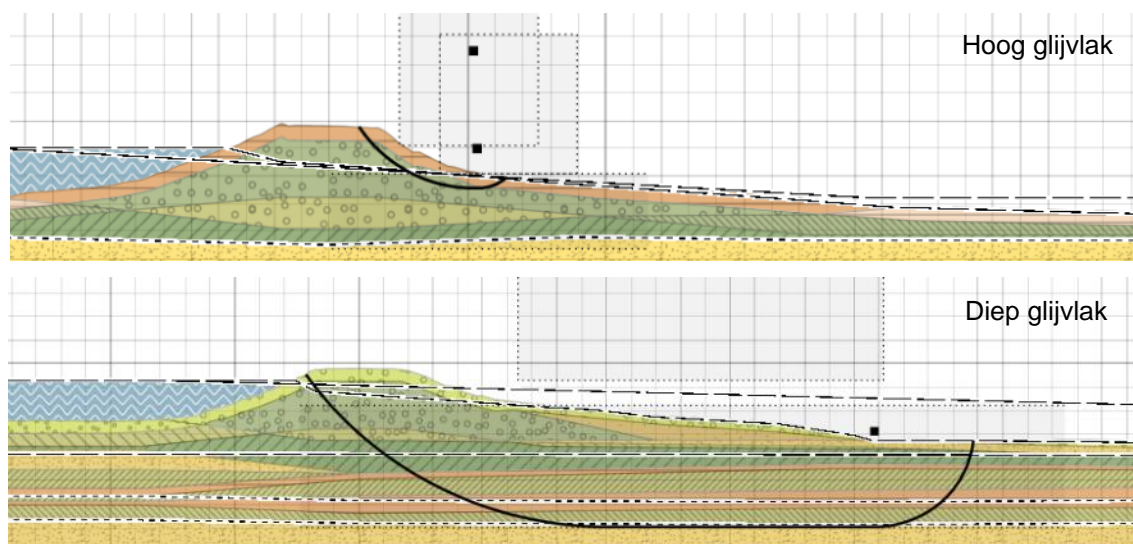
Voor het berekenen van de binnenwaartse stabiliteit bij overslag wordt normaliter gebruik gemaakt van de KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit in combinatie met overslag [10]. Omdat alle kruinhoogtes binnen ICU voldoen aan een HBN met een overslagdebiet van 1 l/s/m worden er geen berekeningen uitgevoerd met een verzadigde situatie.

6.3.10 Faaldefinitie

In de fase NvU werd onderscheid gemaakt tussen een ondiep en diep glijvlak. In de fase NKO zijn deze glijvlakken iets genuanceerder gedefinieerd. Deze definitie is in het VKA ook aangehouden.

- Oppervlakkig glijvlak/ ondiep glijvlak: Gekarakteriseerd met een diepte van 0,5 meter tot 1 meter
- Hoog glijvlak: 1 meter tot 3 meter diep, waarbij het uitredepunt boven de binnenberm is gevonden
- Diep glijvlak: Intredepunt in de kruin, uitredepunt voorbij de binnenteen

- Een oppervlakkig glijvlak ontstaat bij verzadigd dijkmateriaal als gevolg van een overslagsituatie. Binnen ICU is $STBI_{\text{overslag}}$ theoretisch uitgesloten, omdat alle dijkpalen voldoen aan een HBN van 1,0 l/s/m.
- Het hoge glijvlak treedt op in een onverzadigde situatie. Het maatgevende glijvlak heeft een diepte van enkele meters. En kan daarmee niet als “oppervlakkig” worden beschouwd.



Figuur 6: Voorbeeld van een hoge en diepe glijvlakken.

Bij STBI wordt in principe gekeken naar glijvlakken waarbij het intredepunt van het glijvlak tussen de kruinlijnen van de kering moet liggen. Voor de ondiepe/ oppervlakkige glijvlakken wordt niet getoetst aan de STBI doorsnede-eis, omdat dit onder het faalmechanisme GABI valt.

6.4 Macrostabieliteit buitenwaarts (STBU)

6.4.1 Belastingssituaties

In de Strategische Nota van Uitgangspunten zijn meerdere belastingssituaties voor de buitenwaartse macrostabieliteit opgenomen, namelijk:

1. De val na hoogwater met verkeersbelasting → maatgevend voor locaties met voorland
2. Laagwater (GLW) in combinatie met verhoogde freatische lijn (a.g.v. neerslag → mogelijk maatgevend voor een schaaldijk)
3. Extreem laagwater i.c.m. met dagelijkse opbolling → mogelijk maatgevend voor een schaaldijk

Indirect mechanisme

Voor macrostabieliteit buitenwaarts is het kenmerkende dat er altijd meerdere gebeurtenissen moeten plaatsvinden voor dijkfalen of een overstrooming kan optreden. Voor de val na hoogwater geldt:

- Eerst een hoogwater
- Vervolgens moet er een snelle val van de buitenwaterstand plaatsvinden
- Dan moet er vervolgens een daadwerkelijk glijvlak plaatsvinden
- Vervolgens moet er een volgend hoogwater komen, voordat herstel heeft plaatsgevonden.

Daarmee wordt het mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts als 'indirect mechanisme' beschouwd binnen de waterveiligheid. Het initiële mechanisme leidt dus niet tot direct falen van de dijk of een overstrooming.

Voor de belastingsituaties met een (extreem) lage waterstand geldt ook dat er voldoende tijd is om de kering te herstellen, voordat er een volgende gebeurtenis (een hoogwater) komt. Oftewel ongeacht de belastingsituatie zal macrostabiliteit buitenwaarts niet direct tot dijkkfalen leiden.

6.4.2 Stabiliteitsfactoren

Een ontwerp voldoet op het moment dat de berekende stabiliteitsfactor groter is dan de minimaal vereiste stabiliteitsfactor. De minimaal vereiste stabiliteitsfactor is opgebouwd uit meerdere partiële factoren. De controle op het faalmechanisme macrostabiliteit wordt uitgevoerd met onderstaande formule.

$$F \geq F_{min} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_d \cdot \gamma_b \cdot \gamma_m \quad \text{Vergelijking 6.7}$$

Waarin:

F	Berekende stabiliteitsfactor [-]
F_{min}	Minimaal vereiste stabiliteitsfactor [-]
γ_n	Schadefactor [-]
γ_d	Modelfactor [-]
γ_b	Schematiseringsfactor [-]
γ_m	Materiaalfactor [-]

Schadefactor γ_n

De schadefactor wordt afgeleid met onderstaande formule:

$$\gamma_n = 0,15 \cdot \beta_{eis;dsn} + 0,41 \quad \text{Vergelijking 6.8}$$

De betrouwbaarheidsindex $\beta_{eis;dsn}$ voor macrostabiliteit buitenwaarts is bepaald in paragraaf 5.4 met $\beta_{eis;dsn} = 4,635$

Bij het invullen van Vergelijking 6.8 is een schadefactor met $\gamma_n = 1,11$ berekend voor macrostabiliteit buitenwaarts.

Modelfactor γ_d

In de berekeningen wordt gebruikt gemaakt van de glijvlakmodellen Uplift Van. De modelfactoren horend bij deze modellen zijn gegeven in Tabel 6-8. Deze factoren zijn overgenomen uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [4].

Tabel 6-8: Modelfactor voor het rekenmodel Uplift Van

Rekenmodel	γ_d (Modelfactor [-])
Uplift Van	1,06

Materiaalfactor γ_m

De materiaalfactor is in alle gevallen gelijk aan 1,0 conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [4].

Schematiseringsfactor γ_b

In de uitgevoerde schematiseringsfactor analyse voor STBI (en STPH) zijn twee basis schematiseringen geverifieerd aan een schematiseringsfactor van 1,1, afkomstig uit naastgelegen deeltrajecten WAM en CUB [5]. Op basis van de berekende stabiliteitsfactoren per scenario blijkt een schematiseringsfactor van 1,1 niet voldoende om de variatie in grondopbouw af te dekken. Voor het berekenen van de stabiliteitseis is een minimale schematiseringsfactor van 1,15 benodigd [5]. Deze waarde is gehanteerd in de veiligheidsanalyse.

Stabiliteitseis

In onderstaande tabel is een overzicht van de geldende partiële factoren voor STBU weergegeven (Tabel -4). Vermenigvuldigd met elkaar geeft een stabiliteitseis F_{\min} van 1,29. Alle stabiliteitsberekeningen voor STBU dienen aan deze eis geverifieerd te worden.

(Partiële) factor	Symbool	Waarde
Schadefactor	γ_n	1,11
Modelfactor	γ_d	1,06
Materiaalfactor	γ_m	1,00
Schematiseringsfactor	γ_b	1,10
Stabiliteitseis	F_{\min}	1,29

Tabel 6-9: Overzicht partiële factoren en stabiliteitseis STBU

6.4.3 Rekenmodel en software

Voor het uitvoeren van de berekeningen worden de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Er wordt gerekend met het CSSM model, waarbij voor de relatief lichte kleilagen en veenlagen de SHANSEP-implementatie wordt gehanteerd. Daarnaast wordt voor de relatief zware kleilagen onder de grondwaterstand een SU-tabel gehanteerd wat door HDSR is voorgeschreven [12]. SHANSEP en een SU-tabel (zie §8.7.1) houden beide rekening met ongedraineerd gedrag. Voor de relatief zware kleilagen boven de grondwaterstand wordt er gerekend met gedraineerd gedrag volgens het Mohr Coulomb model.
- Als glijvlakmodel wordt Uplift Van gehanteerd.
- In het VKA wordt de D-Stability 2022.01.2 gehanteerd.

6.4.4 Schematisering geometrie en bodemopbouw

De schematisering van de geometrie en bodemopbouw per Geo vak voor het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts komt overeen met wat beschreven is voor macrostabiliteit binnenwaarts in paragraaf 6.3.4.

Per dijkvak wordt een stabiliteitsberekening uitgevoerd. Per dijkpaal wordt de geometrie op basis van het AHN3 opgebouwd. Waar het AHN3 niet voorziet in alle informatie zal daar aan de hand van inmetingen informatie aan worden toegevoegd.

De bodem en het peil van de diverse watergangen en waterpartijen in het voorland en achterland zijn verkrijgbaar via de opendata portal van HDSR onder de naam “Hydro objecten”. Daarnaast wordt rekening gehouden met de afmetingen die in de legger voor oppervlaktewateren zijn opgenomen. Voor het opstellen van het dwarsprofiel zijn onderstaande kenmerken relevant.

- Maaiveldhoogte van het voor- en achterland;
- Aanwezigheid (teen)sloot;
- Aanwezigheid berm;
- Lengte van het voorland;
- Hoogte van de kruin;
- Taludhellingen.

Indien er lokaal uitzonderingen worden aangetroffen dan zullen deze apart worden beoordeeld, eventueel als een maatwerklocatie in een latere fase.

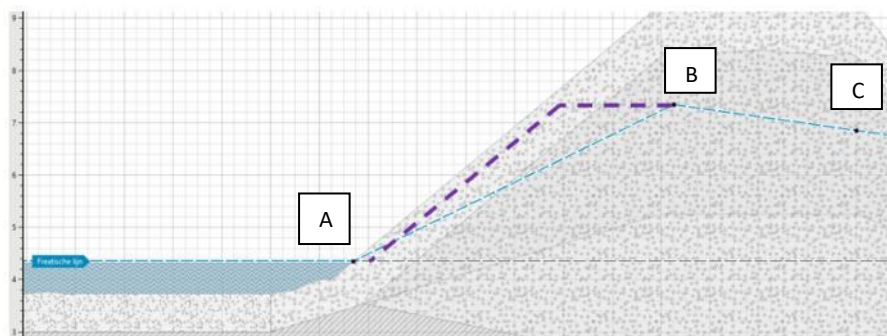
Dwarsprofielen en onderwaterprofielen bij de schaarlijk

Voor locaties DP106 en DP194 is een onderwaterprofiel gemodelleerd dat beschikbaar is via GeoWeb 5.5 (Rijkswaterstaat.nl) omdat beide locaties schaarlijken zijn. Het verloop van het onderwaterprofiel is van groot belang voor de bepaling van de buitenwaartse macrostabiliteit.

6.4.5 Schematisering freatische lijn

De freatische lijn bij macrostabiliteit buitenwaarts ligt bijna gelijk aan de situatie binnenwaarts in de WBN belastingsituatie met als uitzondering punt A. Die ligt gelijk aan de buitenwaterstand, namelijk 4 meter lager dan de WBN (Waterstand bij Norm).

De mate van conservatief schematiseren is afgestemd met HDSR, waarbij gekozen is om de freatische lijn van punt B lineair naar punt A te schematiseren (blauwe stippellijn). Het is uiterst conservatief om volgens te paarse lijn te schematiseren, omdat hierbij vanuit wordt gegaan dat de waterspanningen op het buitentalud aanwezig blijven, terwijl de buitenwaterstand relatief langzaam zakt.



Figuur 6.7: Schematisering freatische lijn bij een val na hoogwater (blauwe lijn) en uiterst conservatieve variant (paars). In afstemming met HDSR bij de oplevering in juni 2022.

6.4.6 Schematisering stijghoogte

De stijghoogte lijn in het watervoerend pakket is gelijk aan de buitenwaterstand bij een val na hoogwater. De schematiseringshandleiding van macrostabiliteit maakt expliciet dat opbarsten en opdrijven geen rol spelen voor buitenwaartse stabiliteit. Ook de indringingslengte speelt hier geen rol.

6.4.7 Optimalisaties

Tijdens het NKO zijn verschillende optimalisaties toegepast voor de dijkvakken die niet voldeden aan STBU. De optimalisaties zijn:

- Schematiseren toplaag met bijbehorende sterkteparameters
- Toekennen van een realistische Pre Overburden Pressure (POP) waarden i.p.v. default waarden.

De optimalisatie om de hoogwaterval van 4,0 meter te reduceren naar een val van 3,0 meter is komen te vervallen. Een gevoeligheidsanalyse heeft aangetoond dat het effect van een kleinere val minimaal is. Omdat de reductie na een val na hoogwater projectspecifiek onderbouwd dient te worden, is besloten deze optimalisatie niet door te voeren binnen de berekeningen t.b.v. het NKO en het VKA.

Belastingsituaties

Voor verdere uitgangspunten wordt er verwezen naar de SNvU en Bijlage 5, waarin de standaard belastingsituaties voor zowel STBI als STBU zijn opgenomen. Voor STBU binnen ICU gelden de volgende:

- Val na hoogwater (STBU), van 4,0 meter
- Extreme neerslag (STBU)
- Extreem laag water (STBU)

Voor schaaldijken geldt dat de “val na hoogwater” niet altijd maatgevend is, maar de belastingsituatie “Extreem laagwater”. Mogelijk kan dit ook gelden voor locaties met zeer korte voorlanden. Daarom worden er voor drie locaties alle drie de belastingsituaties gemodelleerd en berekend. Dat geldt voor DP106-DP107 (schaaldijk) en DP194 (zeer kort voorland).

Voor de belastingsituatie “Extreme neerslag” is een laagwaterstand van NAP+3,0 m ingevoerd. Dit is afgestemd met het waterschap op 13 januari 2022. Het doel is om na te gaan of “Extreme neerslag” (laagwater gecombineerd met neerslag) maatgevender is dan de belastingsituatie “Extreem laag water”

Voor de keuze van DP194 is onder andere gekeken naar:

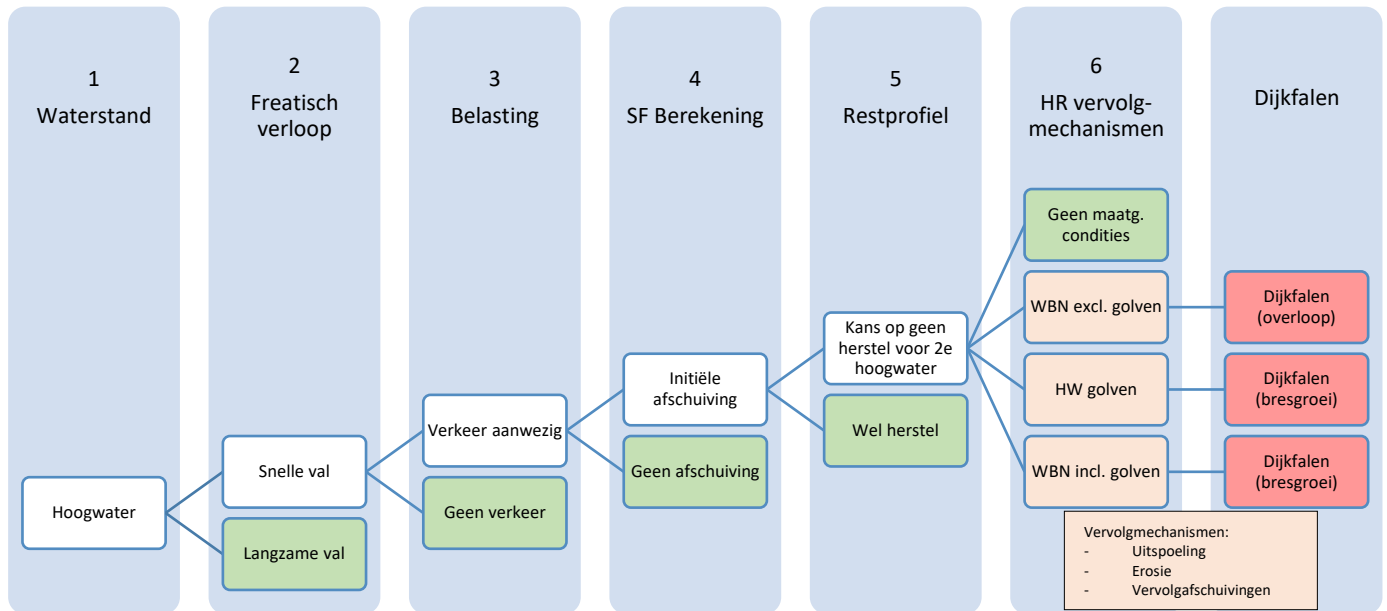
- Voorlandlengte
- Hoogteligging voorland
- Buitenwaartse sloten, vlak bij de buitenteen

6.4.8 Faalpadanalyse STBU

Een faalpadanalyse wordt toegepast voor dijkvakken waar de stabiliteitsberekening niet voldoet aan de doorsnede-eis, in dit geval van macrostabiliteit buitenwaarts.

Met een faalpadanalyse wordt gekeken of het mechanisme STBU tot een daadwerkelijke overstroming kan leiden. Daarmee worden extra gebeurtenissen als ‘kans op herstel’ of ‘vervolgmechanismen’ beschouwd waardoor de scope voor macrostabiliteit buitenwaarts mogelijk gereduceerd kan worden. Voor

deze analyse is een gebeurtenissenboom opgesteld waarbij zes achtereenvolgende gebeurtenissen uiteindelijk tot **dijkfalen** (het gevolg) kunnen leiden. De gebeurtenissen in het **groen** betekenen dat de waterveiligheid vanuit STBU is gewaarborgd.

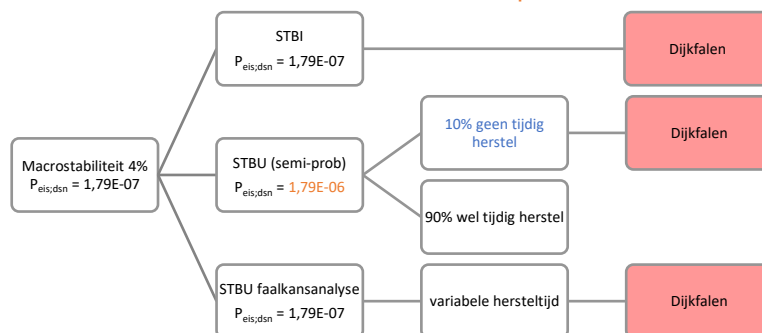


Figuur 6.8: Gebeurtenissenboom ICU (combinatie vanuit de gebeurtenissenbomen van SAFE [14] en SAS [15])

Uitgangspunten faalpadanalyse

Doorsnede-eis macrostabiliteit

In de semi-probabilistische werkwijze voor het beoordelen van STBU geldt een faalkanseis van $1,79E-06$, waarbij vanuit gegaan wordt dat de kans van géén tijdig herstel 10% is. De kans op wel herstel is door ENW ingeschat op 90%, waardoor de kans dat STBU tot een overstroming leidt vele malen kleiner is. In het OI2014v4, Bijlage III en het ENW leidraad aangegeven dat de doorsnede-eis voor STBU daarom factor 10 reduceert kan worden, oftewel een **soepelere norm**.



Figuur 6.9: $P_{eis,dsn}$ bij macrostabiliteit (STBI en STBU)

Voor de faalpadanalyse wordt de kans op géén tijdig herstel weer opnieuw beschouwd, waardoor het toekennen van een soepelere norm plus het invoeren van een realistische kans op geen tijdig herstel tot een dubbeling leidt. Daarom moet er getoetst worden aan het oorspronkelijke faalkansbudget van macrostabiliteit van 4%. Oftewel in de faalpadanalyse wordt STBU getoetst aan $P_{eis,dsn} = 1,79E-07$. Dit komt overeen met $T = 5.596.000$ jaar.

Restprofiel

Nadat een afschuiving heeft plaatsgevonden ontstaat er een nieuwe evenwichtssituatie van het aandrijvende moment en het weerstand hebbende moment. Verderop wordt ingegaan op de dimensies van het restprofiel. In de faalpadanalyse zijn géén constraints toegepast om tot ondiepe of diepe glijvlakken te komen wat invloed heeft op de grootte van het restprofiel. Voor elke STBU berekening wordt een extra controle gedaan of het gevonden glijvlak maatgevend is volgens de gehanteerde uitgangspunten van STBU. De discussie over de aanwezige cohesie in de toplaag van 1 meter kan de ligging enigszins (schatting is decimeters) beïnvloeden, maar de stabiliteitsfactor zeer beperkt (schatting is honderdsten).

Vervolgmechanismen en het restprofiel

- Op basis van het restprofiel zijn de volgende gebeurtenissen met **Hydraulische Belastingen** (HR) opgenomen in de faalpadanalyse, waarbij eventuele **vervolgmechanismen** kunnen optreden die uiteindelijk tot dijkfalen leiden.
 - o **Zeer hoge waterstand (of WBN) exclusief golven** → leidt tot overloop
 - o **Hoogwater inclusief golven** → leidt tot **erosie en uitspoeling** van het buitentalud wat uiteindelijk tot bresgroei kan leiden.
 - o **Zeer hoge waterstand (of WBN) inclusief golven** → Deze overslagsituatie leidt tot **erosie en uitspoeling** wat tot bresgroei kan leiden.

Resultaten Worst-case

Ongeacht welk restprofiel er aanwezig is. Voor alle drie de gebeurtenissen waarbij vervolgmechanismen kunnen optreden is een kans van 1 toegekend. Wanneer blijkt dat er locaties zijn die niet voldoen, zal deze kans geoptimaliseerd worden.

Discussie reststerkte

Om reststerkte vanuit het initiële mechanisme GEBU te hanteren en ook reststerkte of breedte benadering voor het mechanisme STBU is mogelijk. Dit omdat de watertand met een significante golfhoogte een hele andere waterstand is die maatgevend is voor de val na hoogwater. Voor de andere belastingsituaties van STBU zoals extreme neerslag en extreem laagwater zit er minder tijd tussen de twee verschillende waterstanden, waardoor detectie en hersteltijd extra belangrijk wordt.

Belastingsituatie

In deze faalkansanalyse wordt met de Uiterste Grenstoestand (UGT) gerekend. Dus niet met betrekking tot de bruikbaarheidstoestand (BGT).

Binnen ICU is er afgerond 200 meter aan schaaldijk aanwezig. Een sterkte van de ondergrond van een schaaldijk gedraagt zich anders, waardoor er een gebeurtenis maatgevender kan zijn dan de standaard belastingsituatie 'val na hoogwater'.

Stabiliteitsberekening

Uit de stabiliteitsberekening volgt een Safety Factor. Dit is een semi-probabilistische uitdrukking en dient omgezet te worden in een faalkans en bijbehorende bèta. Dat dient te gebeuren met de volgende formules uit het Achtergrond van OI2014v4.

Faalkans per doorsnede

De faalkans per doorsnede wordt voor de gedetailleerde toets gevonden op basis van de berekende stabiliteitsfactoren per scenario. Op basis van de onderstaande correlatie worden de faalkansen teruggerekend vanuit de berekende evenwichtsfactor. Hierbij wordt uitgegaan van de navolgende relatie tussen faalkans en stabiliteitsfactor:

$$P_{f,i} = \Phi \left(- \frac{\left(\frac{P_{d,i}}{Y_d} \right) - 0,41}{0,15} \right) \quad \text{Vgl 5.2}$$

Waarin:

- $P_{f,i}$ Faalkans voor scenario i [1/jaar].
- Φ Standaard (cumulatieve) normale verdeling [-].
- $F_{d,i}$ Berekende stabiliteitsfactor voor een scenario i , gebaseerd op de rekenwaarde voor de schuifsterkte (karakteristieke waarde gedeeld door de materiaalfactor) [-].
- γ_d Modelfactor [-].

Met een stabiliteitsanalyse volgens de semi-probabilistische werkwijze wordt een stabiliteitsfactor berekend. Om een berekende stabiliteitsfactor om te rekenen naar een faalkans of een faalkanseis naar een schadefactor worden de volgende relaties toegepast. De faalkans wordt als volgt berekend op basis van de stabiliteitsfactor:

$$\beta_i = (F_{d,i}/Y_d - 0,41)/0,15 \quad \text{en} \quad P_{f,i} = \Phi(-\beta_i) \quad (2.7)$$

De schadefactor wordt als volgt berekend uit de faalkanseis:

$$\gamma_n = 0,15 * \beta_{eis,dsn} + 0,41 \quad \text{en} \quad \beta_{eis,dsn} = -\Phi^{-1}(P_{eis,dsn}) \quad (2.8)$$

waarin:

- γ_n Schadefactor voor het faalmechanisme macrostabiliteit (-).
- $\beta_{eis,dsn}$ Geëiste betrouwbaarheidsindex voor een doorsnede (-).
- $P_{eis,dsn}$ Faalkanseis per doorsnede voor macrostabiliteit (per jaar).
- β_i Betrouwbaarheidsindex voor de doorsnede per scenario (-).
- $F_{d,i}$ Berekende stabiliteitsfactor voor de doorsnede per scenario (-).
- γ_d Modelfactor (-).
- $P_{f,i}$ Faalkans voor de doorsnede per scenario (per jaar).

Een invulvoorbeeld:

	Safety	Schem. F	Model f.	Stabf.	Beta	Faalkans bij scenario	Terugkeertijd
	$F_{d,i}$ [-]	γ_b [-]	γ_d [-]	$F_{d,i/d}$ [-]	β_i [-]	$P_{f,i}$ [1/jaar]	T =
D-Stability	1,18		1,06	1,11	4,67	1,51E-06	661.374

De faalkans of terugkeertijd kan ingevoerd worden in gebeurtenis 4 van de gebeurtenissenboom.

Kans op géén herstel, voor 2^e hoogwater

In gebeurtenis 5 van de gebeurtenissenboom speelt detectietijd en hersteltijd een rol of de initiële gebeurtenis tot dijkfalen kan leiden. De bijbehorende kans is een getalsmatige uitdrukking dat als volgt kan worden weergegeven:

$$P_{geen\ herstel} = \frac{\text{duur hoogwater} + \text{herstelduur}}{365}$$

Deze getalsmatige weergave is minder conservatief dan uit de formule uit de memo Probabilistische analyse STBU voor het project SAFE [14], waarin staat:

$$P(H > h)_{herstel} \approx P(H > h)_{1\text{jaar}} \cdot \frac{T_{herstel}}{D}$$

$P(H > h)_{herstel}$ Overschrijdingskans van een buitenwaterstand gelijk aan h in de herstelperiode

$T_{herstel}$ Hersteltijd in dagen

D Duur van het hoogwaterseizoen in dagen ($D = 365/2$ dagen)

Toegepaste 'kans op géén tijdig herstel'

De laatste formule voor het project SAFE is gehanteerd, maar met een conservatieve waarde van 1,0 voor de kans op een buitenwaterstand die gelijk is aan h .

Uit een eerdere faalpadanalyse voor alleen de schaarlijk en met oude sterkte parameters is een default detectie- en hersteltijd van 21 dagen gehanteerd. Voor deze faalpadanalyse wordt niet afgeweken van deze 21 dagen.

$$P(H > h)_{\text{herstel}} = 1,0 \times \frac{\text{herstelduur}}{(365/2)} = 1,0 \times \frac{21 \text{ dagen}}{(365/2)} = 0,12 \text{ jaar}$$

Restprofiel

Na het optreden van het initieel mechanisme macrostabiliteit buitenwaarts zal er geen directe overstrooming plaatsvinden vanwege een lage buitenwaterstand. Vanuit de overstroomingskansbenadering mogen de faalmechanismen beoordeeld worden wanneer dit tot net wel tot dijkfalen leidt en daarom wordt na het initiële optredende mechanisme ook de vervolgmecanismen beschouwd.

Na het initiële glijvlak ontstaat er een relatief stabiel restprofiel. Immers bestaat de kering in het projectgebied van ICU alleen maar of voornamelijk uit klei. Met het relatief stabiele restprofiel bestaande uit klei kunnen verschillende (vervolg) gebeurtenissen dijkfalen worden voorkomen. In de faalpadanalyse worden drie verschillende gebeurtenissen beschouwd, waarbij de vervolgmecanismen kunnen optreden:

1. Zeer hoge waterstand (WBN of bijna WBN) waarbij geen golven optreden, maar de kans op overloop aanwezig is, omdat mogelijk de kerende hoogte is afgenomen, na de initiële buitenwaartse afschuiving. Bij overloop is er sprake van direct falen van de kering. Het gaat om waterstanden met de herhalings tijden $T=10, 30, 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000$ (bij norm) en 30.000 met het zichtjaar 2073. Indien een herhalings tijd van $T=100$ geldt voor een gebeurtenis dan wordt de kans (1/100) ingevoerd in de gebeurtenissenboom.
2. Een hoogwater met golven (als gevolg van een storm) waarbij de buitenzijde van het restprofiel blootgesteld wordt aan golfklappen, waardoor er erosie en uitspoeling ontstaat. Hierdoor wordt het restprofiel geleidelijk kleiner en kan tot bresgroei leiden als de storm enige tijd aanhoudt. Hierbij wordt gekeken naar de Hydraulische randvoorwaarden die bij GEBU ($T=222.222$) zijn bepaald. Golfcondities met bijbehorende waterstanden, waarbij wordt gefocust op het hogere gedeelte van het restprofiel, omdat lagere waterstanden niet altijd tot significante golfhoogtes leidt die tot dijkfalen kunnen leiden.
3. In deze gebeurtenis speelt de hoeveelheid overslag een rol. Daarbij zijn er waterstanden nodig met de kans die past bij de WBN situatie in combinatie met overslag. Het aantal scenario's waarbij significant overslag bij het restprofiel kan optreden is sterk afhankelijk van de oriëntatie van de kering ten opzichte van het noorden.

Voor deze kans wordt gekeken naar een overslagdebiet wat tot uitspoeling en erosie kan leiden op het restprofiel. Daarvoor wordt een overslagdebiet van minstens 1 l/s/m gehanteerd. Mocht het overslagdebiet lager dan $1,0 \text{ l/s/m}$ zijn dan wordt dezelfde kans voor hoogte ($T=41.667$) ingevuld in de gebeurtenissenboom. Daarbij moet ook gekeken worden welke minimale breedte van de 'te kerende hoogte' gewaarborgd moet zijn.

Restprofiel eigenschappen

Nadat een afschuiving heeft plaatsgevonden ontstaat er een nieuwe evenwichtssituatie van het aandrijvende moment en het weerstand biedende moment. Daarbij gelden de volgende generieke taludhellingen waarbij het grondlichaam in evenwicht is:

- Bij een kleilaag is het talud van het restprofiel 1:2
- Bij een zandlaag is het talud van het restprofiel 1:4
- Minimale kruinbreedte van 3 meter (komt overeen met Technisch Rapport Actuele Sterkte, TRAS [L]). Met HDSR kan dit verder afgestemd worden bijvoorbeeld in de discussie waarbij de reststerkte van GEBU en de restbreedte van STBI (hoge glijvlakken) wel of niet 'gelijktijdig' gehanteerd mogen worden.
- Kernmateriaal bestaat uit klei (erosieklasse is onbekend)
- De Hydraulische belastingen van de vervolgmecanismen verschillen. Dit is in de volgende paragraaf toegelicht.
- Gelijke waterstand tijdens die piek van de storm die 12 uur duurt.

6.5 Bekleding

Voor het bepalen van de veiligheidsopgave betreffende de bekleding op het buitentalud zal geen gebruik worden gemaakt van de inspectie resultaten, omdat voor de hele Sterke Lekdijk het uitgangspunt wordt gehanteerd dat voor de graskwaliteit "open zoden" voorkomt.

Voor de veiligheids- en ontwerpogave van de bekledingen is informatie nodig over de volgende aspecten:

- Geometrie van de dijk: taludhelling, hoogte van het voorland, teenhoogte.
- Kwaliteit van de graszode is "open zoden"
- Kwaliteit van de onderlaag onder de graszode (sterkte onderlagen wordt vastgesteld op basis van boringen op buitentalud en kruin en met analyse van de deeltjesverdeling/ korrelverdeling van genomen monsters). Nader informatie voor GABI volgt vanuit het project CUB en kan in een latere versie van de TUN worden opgenomen.
- Informatie over de onderliggend laag/ kern van de dijk (zand/ klei).

Ten aanzien van de veiligheids- en ontwerpogave van de bekleding worden de volgende stappen gezet:

1. Veiligheidsfilosofie
2. Hydraulische randvoorwaarden
3. Eenvoudige toets → in de fase van NvU (stap 1, Verkenningfase)
4. Uitgangspunten golfklap gedetailleerde toets → in de fase van NKO (stap 2, Verkenningfase)
5. Controle golfklap
6. Advies type bekleding
7. Aanpak reststerkte onderlaag afstemmen, nadat de resultaten uit gedetailleerde toetst definitief zijn.

Golfoploop is niet maatgevend en wordt in deze tussentijdse toetsing niet beschouwd. Dit is afgestemd met HDSR op 11 april 2022.

6.5.1 Veiligheidsfactor steenbekleding

Voor de steen-of asfaltbekledingen is in tabel 6 van de Strategische Nota van Uitgangspunten [3] aangegeven dat een faalkanseis per doorsnede voor de overige bekleding op het buitentalud niet van toepassing is. Hier geldt een veiligheidsfactor van 1,1.

De aanwezige steenbekleding ligt op de Voorhavendijk bij de Prinses Irenesluizen om scheepvaartgolven op te vangen. De steenbekleding heeft geen functie om golfklappen op te vangen, omdat de maatgevende golfcondities tijdens een storm bij hogere waterstanden pas plaatsvinden. De huidige steenbekleding is ongeveer op voorlandhoogte niveau aangebracht om dagelijkse golfcondities als gevolg van scheepvaart op te vangen.

6.5.2 Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden die gebruikt worden zijn toegelicht in paragraaf 7.3. De hydraulische belasting wordt bij doorsnede-eis bepaald. Waterstanden bij de norm [m NAP] zijn bepaald zoals beschreven is in paragraaf 7.6.

- Golfhoogte H_{m0} bij de norm [m] dienen bepaald te worden om Gras Erosie Buitentalud (GEBU) en Gras Afschuiving Buitentalud (GABU) te toetsen. Dit wordt met Hydra-NL 2.7.2 gedaan. Er is gerekend met WBI_database_v04 en gebruik gemaakt van de geleverde profielen vanuit de WBI_database_v03. Er is een controle gedaan, waaruit blijkt dat de RD coördinaten van v04 en v03 exact met elkaar overeenkomen. De profielen zijn gekopieerd en hebben een nieuwe naam gekregen, corresponderend met de naamgeving in v04 van de WBI database.
- Er wordt rekening gehouden met de invalshoek van golven, parameter $c = 0,67$ (golfklapzone gras).

6.5.3 Rekenmodel en software

Voor de beoordeling en ontwerp zijn de WBI2017 software en rekenmethodes gebruikt. Voor gras zal het de BM Gras Buitentalud module (versie 21.1.1.10794 of recenter) zijn. Er worden geen asfaltbekledingen beoordeeld, want deze zijn niet aanwezig. Voor de grasbekleding zijn de te gebruiken parameters uitgewerkt in tabel 6-8. Dit is conform de schematiseringshandleiding grasbekleding [C]:

Tabel 6-10: Te gebruiken parameters voor toetsing en ontwerp grasbekleding

Omschrijving	Waarde
ΔZ ; Verticale stapgrootte te beoordelen punten op het buitentalud. (m)	Aangehouden wordt in principe een stapgrootte van 0,1m volgens schematiseringshandleiding grasbekleding [C]
Min. significante golfhoogte; Ondergrens significante golfhoogte in de stand tijdlijn voor golfklapbeoordeling (m)	Er wordt een waarde van 0,25m gehanteerd [C]
Max. significante golfhoogte; Maximale significante golfhoogte in de stand tijdlijn voor golfklapbeoordeling (m)	Er wordt een waarde van 1,05 gehanteerd [C]. Coëfficiënt $a + c$
Min. waterstand (m t.o.v. NAP)	Wanneer sprake is van een voorland wordt als minimale waterstand de hoogte van de teen van de dijk gehanteerd. Bij een schaaldijk wordt de gemiddeld laagste waterstand op de rivier als minimale waterstand gehanteerd
Max waterstand (m t.o.v. NAP)	Waterstand op doorsnedeniveau wordt als maximale waterstand gehanteerd (zie stap 2, voorde bepaling hiervan)
Coëfficiënt a (m t.o.v. NAP)	Voor een open zode geldt een factor van 0,8

Omschrijving	Waarde
Coëfficiënt b (m t.o.v. NAP)	Voor een open zode geld een factor van -0,07
Coëfficiënt c (m)	Voor open zode geld een factor van 0,25
Zandgehalte (%)	Bij stevige klei gesteld op maximaal 40% à 0,4 in BM Gras
Dikte kleilaag + gras (m)	De dikte van de kleilaag inclusief gras is gesteld op maximaal 0,5 m [C]
$Z_{\text{gras,min}}$ (m t.o.v. NAP)	Wanneer sprake is van een voorland wordt als minimale hoogte van het gras de hoogte van de teen van de dijk gehanteerd. Bij een schaaldijk wordt de gemiddelde waterstand op de rivier als minimale hoogte van het gras gehanteerd
$Z_{\text{gras,max}}$ (m t.o.v. NAP)	Is gelijk aan de het HBN.

In de expertmodus kan er rekening worden gehouden met de hoek van inval van de golf. Meestal valt deze golf niet loodrecht op het buitentalud, wat namelijk wel worst case is. Daarom kan er in veel gevallen een reductie toegepast worden als de dijk normaal en de golfrichting vanuit Hydra-NL ingevoerd wordt in BM Gras buitentalud – Expert modus. Zie Tabel 6-11.

Tabel 6-11: Werkwijze bepaling parameters voor toetsing of ontwerp grasbekleding

Parameter	Werkwijze bepaling parameter
Dijk normaal	Graden buitenzijde t.o.v. het noorden. Noorden = 0 / 360 graden
ΔT (s)	Standaardwaarde van 0,25 conform schematiseringshandleiding grasbekleding

Wanneer de grasbekleding niet voldoet na het uitvoeren van de gedetailleerde toets kan gekeken worden naar een verharde bekleding. Binnen de Sterke Lekdijk is in alle gevallen een reststerkte analyse voor de buitenwaartse kleibekleding uitgevoerd. Er is namelijk veel meer dan 0,5 meter kleilaag aanwezig op het buitentalud. In het NKO is een reststerkte analyse uitgevoerd waaruit naar voren komt dat het gehele deeltraject ICU aan de eisen voldoet. Daarom zijn er geen verdere uitgangspunten over steenbekleding opgenomen in de TUN.

6.5.4 Rekenlocaties grasbekleding erosie buitentalud (GEBU)

Dit mechanisme betreft de beoordeling van de grasbekleding in termen van de weerstand tegen belasting uit een waterstand of golven. Voor veel locaties langs de Sterkte Lekdijk wordt een afkeur in de gedetailleerde toets voor GEBU verwacht op basis van eerdere ervaringen bij andere deeltrajecten. Daarom is in afstemming met HDSR besloten om voor een selectief aantal locaties de gedetailleerde toets uit te voeren, wat is afgestemd op 11 april 2022.

Voor deze selectie is voornamelijk rekening gehouden met de oriëntatie van de kering. Dominante windrichtingen als noordwest, west, zuidwesten leiden tot hoge golfcondities. Als dit samenvalt met een hogere waterstand gecombineerd met de aanwezige strijklengtes dan kan dit tot maatgevende condities voor GEBU leiden.

Tabel 6-12: Rekenlocatie GEBU voor de gedetailleerde toets

GEBU	Van	Tot	Maatgevend uitvoerpunt	Maatgevende Dwarsprofiel
GEBU_01	106+00	107+60	044-01_0112_1_LE_km0929	107
GEBU_02	107+60	116+75	044-01_0121_1_LE_km0930	114
GEBU_03	116+75	146+50	044-01_0135_1_LE_km0932	128
GEBU_04	146+50	177+50	044-01_0168_1_LE_km0935	160
GEBU_05	177+50	203+50	044-01_0185_1_LE_km0936	178

Bij het kiezen van de maatgevende rekenlocatie is de significante golfhoogte bepalend. Alleen blijkt uit de berekeningen dat bepaalde golfhoogtes bij lage waterstanden optreden als 3 meter + NAP tot 4,5 meter NAP. In veel gevallen is dit niet realistisch omdat het voorland vaak op 3 meter à 4 meter + NAP begint. Voor het ontstaan van een dergelijke golf moet er een minimale diepgang zijn. Als het te ondiep wordt zal de golf namelijk breken en zal erosie van het buitentalud niet eens op kunnen treden.

Op basis op de berekende golfcondities uit Hydra-NL zijn de golfcondities bij een waterstand van 5 meter + NAP of hoger in beschouwing genomen om de maatgevende rekenlocatie voor het mechanisme GEBU te bepalen.

Reststerkte-analyse GEBU

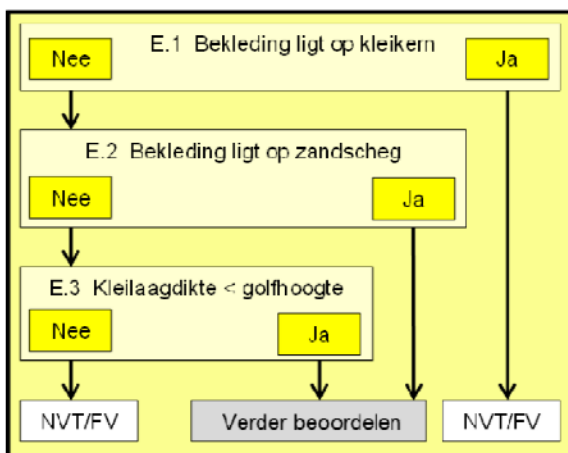
Dijkpalen die niet voldoen zijn met de reststerkte-analyse beoordeeld. Daarvoor is een gevalideerde rekensheet gebruikt die binnen Sterke Lekdijk (SLD) is toegepast. Uitgangspunten voor deze reststerkte-analyse:

Voor het uitvoeren van de reststerkteanalyse is een fictieve kleilaag dikte ingeschat op basis van het huidige grondonderzoek en het bijbehorende GTLP. In een latere fase van het VKA of PU-fase dient aan de hand van handboringen geverifieerd te worden of deze ingeschatte kleilaagdikte daadwerkelijk aanwezig is.

6.5.5 Grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU)

Dit mechanisme gaat in op de weerstand van de grasbekleding op het buitentalud om als geheel met de klei deklaag af te schuiven. GABU wordt in eerste instantie uitgevoerd met de eenvoudige toets, welke is weergegeven in Figuur 6.10.

Uitgangspunten rondom het definiëren van een kleikern worden toegevoegd in de Veiligheidsanalyse met behulp van het actuele Geotechnisch Lengte profiel (GTL).



Figuur 6.10: Eenvoudige toets GABU (buitenwaartse grasbekleding)

Aan de hand van een empirische formule kan GABU gedetailleerd getoetst worden t.b.v. het NKO (stap 2, Verkenningfase) indien verschillende locaties niet voldoen aan de eenvoudige toets die in de NvU (stap 1, Verkenningfase) is uitgevoerd. Binnen ICU is, op basis van de geotechnische lengteprofielen, vastgesteld dat kleikernen aanwezig zijn.

GABI – t.b.v. fase NvU

Voor GABI wordt in eerste instantie gekeken naar de volgende eenvoudige kenmerken:

Stap E.1: De bekleding voldoet op basis van eenvoudige kenmerken. De faalkans van de bekleding als gevolg van een afschuiving van het binnentalud is verwaarloosbaar indien aan minimaal één van de volgende voorwaarden wordt voldaan:

- Het overslagdebiet q is kleiner dan $0,1 \text{ l/s/m}$ bepaald bij de norm. Dit geldt voor 38 van de 98 locaties (dijkpaal106-203) op basis van de Pré-Veilighedsanalyse en ook de NvU.
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1V:5H en bestaat niet uit veen;
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1V:3H en de dijk bestaat uit stevige klei;
- De taludhelling van het binnentalud is flauwer of gelijk aan 1V:4H en de dijk bestaat uit klei die niet als stevig wordt gekwalificeerd;
- De dijk bestaat uit zand, al dan niet voorzien van een kleibekleding, en heeft een aantoonbaar goed werkende drainage in de binnenteen.

GABI – fase NKO

Voor de resterende locaties die niet voldoen aan een HBN eis van $0,1 \text{ l/s/m}$ wordt er verder beoordeeld volgens de Conceptnotitie “Notitie Omgang met GABI bij Sterke Lekdijk” [7]. Dus niet volgens de gedetailleerde toets uit het WBI. Figuur 1 uit deze Notitie [7] beschrijft welke stappen worden uitgevoerd voor de verdere beoordeling van GABI binnen het deeltraject ICU:

1. Kan GABI mogelijk optreden o.b.v. default parameters? → Ja, stap 2/ Nee
2. Opgave GABI i.c.m. andere mechanismen? → Ja/ Nee, stap 3
3. Voldoet GABI tot 2035? → Ja/ Nee, stap 4
4. Levert GABI potentieel een significante bijdrage aan de overstromingskans? (Faalkansanalyse) → Ja, stap 5/ Nee
5. Is er een veiligheidsopgave met aangescherpte parameters en modellen? → Ja, stap 6/ Nee
6. Stel een ontwerp voor GABI op

Om stap 1 uit te voeren wordt voor alle resterende locaties een Geovakindeling_GABI opgesteld. Per vak wordt GABI verder beschouwd met behulp van de formules Edelman Joustra. Uitgangspunten zijn:

- Het aangegeven dwarsprofiel is maatgevend binnen het vak en is gebaseerd op:
 - Bestaande taludhelling (visueel bepaald) met behulp van een export van TM ICU: server-link taludhellingen en de profielgenerator
 - Oriëntatie + de mate van hoogte tekort → dit bepaalt in welke mate er overslag zal plaatsvinden binnen een Geovak_GABI
- Alle vakken die voldeden aan een HBN van 0,1 L/s/m zijn niet opgenomen in het overzicht Geovak_GABI. Die hoeven namelijk niet beoordeeld te worden.

Tabel 6-13: Rekenlocatie GABI voor Stap 1 “Notitie Omgang met GABI bij Sterke Lekdijk”

GEBU	Van	Tot	Maatgevend uitvoerpunt v03 (Hydra-NL database)	Maatgevend uitvoerpunt v04 (Hydra-NL database)	Maatgevend DWP
GABI_01	111+60	113+50	LE_1_44-1_dk_00025	044-01_0119_1_LE_km0930	112
GABI_02	114+50	116+75	LE_1_44-1_dk_00028	044-01_0122_1_LE_km0931	115
GABI_03	116+75	118+50	LE_1_44-1_dk_00031	044-01_0125_1_LE_km0931	118
GABI_04	119+50	130+50	LE_1_44-1_dk_00039	044-01_0133_1_LE_km0932	126
GABI_05	130+50	140+50	LE_1_44-1_dk_00046	044-01_0140_1_LE_km0932	134
GABI_06	141+50	144+50	LE_1_44-1_dk_00057	044-01_0151_1_LE_km0933	144
GABI_07	147+50	155+50	LE_1_44-1_dk_00069	044-01_0163_1_LE_km0935	155
GABI_08	159+50	166+00	LE_1_44-1_dk_00079	044-01_0173_1_LE_km0935	165
GABI_09	166+00	179+50	LE_1_44-1_dk_00087	044-01_0181_1_LE_km0936	173
GABI_10	181+50	183+50	LE_1_44-1_dk_00096	044-01_0190_1_LE_km0937	183

Voor het beoordelen van GABI volgens de Notitie [7] zijn specifieke geotechnische uitgangspunten voorgeschreven die afwijkend zijn van de Geotechnische uitgangspunten uit hoofdstuk 8. Daarom wordt kort weergegeven welke uitgangspunten voor de beoordeling GABI worden gehanteerd.

Parameters “Klei dijk materiaal (toplaag)”:

- Effectieve cohesie = 3 kPa
- Phi ϕ = 24 graden
- Dikte = 1 meter → Dit is de loodrechte-dikte dus niet verticale dikte
- Volumieke massa grond = 19,0 kN/m³ → volgens de TUN (Technische Uitgangspunten Notitie) ICU.

Tijdens de fase van het VKA zijn de sterkte parameters voor de stabiliteitsberekeningen aangepast waardoor deze sterkte parameters voor GABI niet meer consistent zijn met het VKA. Ook is deel 2 van de Faalpadanalyse en het DOT (Deskundig Oordeel Toets op maat) voor GABI, wat is uitgevoerd door het Technisch team van HDSR, niet gereviewd door Fugro. Voor de bijbehorende uitgangspunten voor deel 2 van GABI verwijzen wij naar de rapportage van HDSR over dit onderwerp [11].

In de fase VKA is ten opzichte van de fase NKO de cohesie verhoogd van 3 naar 5 kPa. Meer cohesie werkt positief door in de beoordeling van GABI waardoor geen herberekening met de nieuwe waarde voor de cohesie is uitgevoerd.

6.5.6 Grasbekleding erosie kruin en binnentalud (GEKB)

In de gedetailleerde toets per vak voor 'grasbekleding erosie kruin' en binnentalud wordt falen gedefinieerd als het moment waarop door erosie de toplaag van ca. 20 cm op kruin of binnentalud is doorgesleten, zodat deze bekleding de ondergrond niet meer tegen erosie beschermt. De gedetailleerde toets per vak bestaat uit twee stappen:

- Stap G.1: Voldoet aan toepassingsvoorwaarde voor de rekenregels voor de sterkte.
- Stap G.2: Analyse van belasting en sterkte.

G.1:

- Graskwaliteit is open zode of gesloten zode.
- $Hm0 \leq 3$ m. De golfhoogte wordt bepaald door het uitvoeren van een HBN berekening bij 0,1 l/s/m gegeven de doorsnede eis voor het faalmechanisme GEKB.
- Taludhelling flauwer dan 1V:4H of kleilaagdikte $\geq 0,4$ m.

G.2: en de daarop volgende stappen uit de Gedetailleerde toets

6.5.7 Microstabiliteit

Het faalmechanisme microstabiliteit wordt beoordeeld conform de schematiseringshandleiding microstabiliteit [11]. Het faalmechanisme microstabiliteit wordt alleen beoordeeld bij vakken waarbij de binnenwaartse kern uit zand bestaat. Kleidijken of dijken waar de binnenwaartse kern uit klei bestaat, krijgen in de eenvoudige toets al het predicaat "faalkans verwaarloosbaar".

Het hele projectgebied bestaat uit kleidijken, waardoor de faalkans van Microstabiliteit verwaarloosbaar klein is. Het spoor Microstabiliteit (STMI) hoeft dus niet doorlopen te worden. De onderbouwing wordt meegenomen in de Veiligheidsanalyse.

6.5.8 Steenbekleding

De steenbekleding bij de voorhavendijk bij de Prinses Irenesluis dient beoordeeld te worden. Aangezien dit onderdeel geen specifieke uitgangspunten vraagt verwijzen we naar de Veiligheidsanalyse voor de beoordeling.

6.6 Stabiliteit voorland

De beoordeling van de stabiliteit van het voorland wordt pas uitgevoerd indien het spoor buitenwaartse macrostabiliteit en piping volledig zijn doorlopen.

Bij de stabiliteit van het voorland spelen 3 mechanismen een rol:

- Zettingsvloeiing voorland;
- Afslag voorland;
- Afschuiven voorland.

Eenvoudige toets stabiliteit voorland

Eerst wordt beoordeeld of er schade aan de waterkering kan plaatsvinden indien het mechanisme ontstaat. Vervolgens wordt gekeken of het mechanisme daadwerkelijk kan optreden. De beoordelingen zijn

uitgevoerd conform het OI2014v4 [1]. Indien wordt geconcludeerd dat het mechanisme schade kan berokkenen aan de waterkering dan zal in het ontwerp van de waterkering hier rekening mee worden gehouden.

6.7 Niet waterkerende objecten

De beoordeling van de Niet Waterkerende Objecten (NWO's) start in de fase van het VKA omdat de invloedzones van de mechanismen vanuit de fase van het NKO dan herleidbaar zijn. Gekozen is om alle uitgangspunten in een apart document uit te werken. Hieronder zijn de uitgangspunten tot dusver in het kort weergegeven.

6.7.1 Beoordelingsproces

Vanwege het ontbreken van een leidraad of schematiseringshandleiding voor de NWO's is in het begin van het VKA een overleg geweest waarin afgesproken is hoe de NWO's worden beoordeeld:

1. Inventarisatie objecten
2. Veiligheidsfilosofie
3. Zonering definiëren
4. Uitvoering eenvoudige toets
5. Relevante mechanismen selecteren
6. Interactie beschouwen op verschillende beoordeling niveaus
7. Handelingsperspectief VKA
8. Scope VKA inclusief NWO's
9. Eventuele afronding beoordeling op fijnste niveau (TOM/ DOT)

Stappen 1 en 4 zijn zoveel mogelijk uitgewerkt als voorbereiding op het startoverleg in september 2022. In ditzelfde overleg is een update gegeven over de uniforme aanpak voor NWO's binnen de Sterke Lekdijk en het bovengenoemde stappenplan is voorgesteld en goedgekeurd om binnen ICU de NWO's te beoordelen.

6.7.2 Stap 1 – Veiligheidsfilosofie

De NWO's worden als indirect mechanisme beoordeeld, dat betekent dat een faalkans-bijdrage binnen het desbetreffende mechanisme opgelost moet worden. De veiligheidsfilosofie is in de rapportage NWO's verder toegelicht.

6.7.3 Stap 2 – Inventarisatie objecten

- a. NWObe: alleen panden (met en zonder woonfunctie) vanuit de BAG
- b. NWObo: alleen bomen op basis van GISdata HDSR
- c. NWOk!: op basis van GISdata HDSR
- d. NWOoc: Handmatig geïnventariseerd

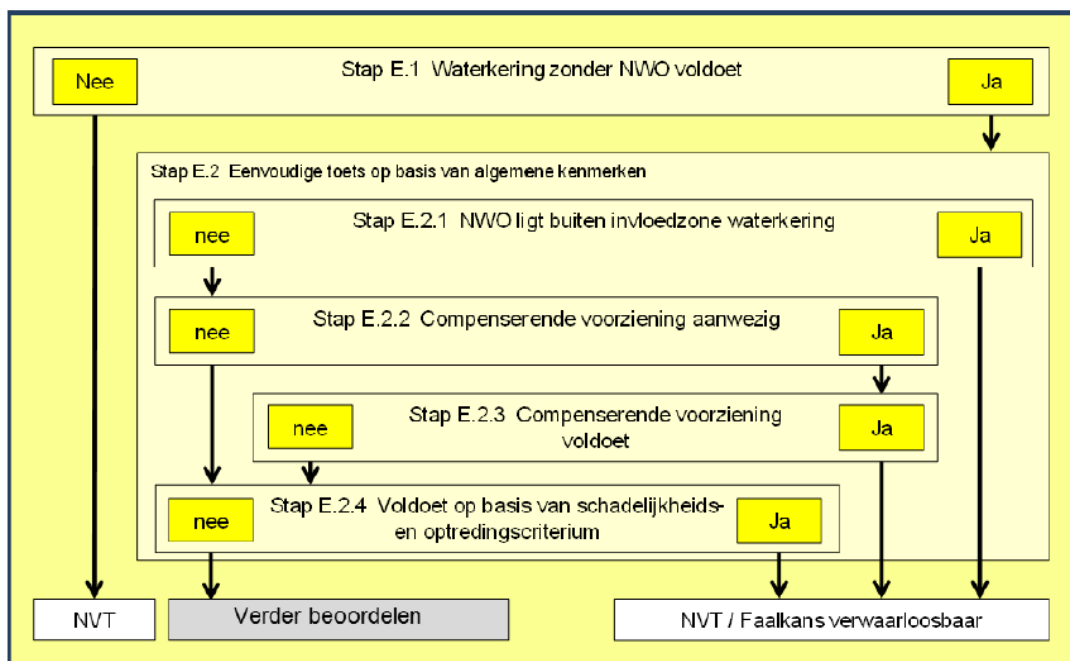
6.7.4 Stap 3 – Zonering definiëren

Buitenwaarts loopt de invloedzone tot 50 meter uit de hartlijn kruin.

Binnenwaarts loopt de invloedzone tot de benodigde kwelweglengte t.b.v. piping NKO. Indien (uit het Medusa grondonderzoek) blijkt dat er in het voorland voldoende deklaagdikte aanwezig is dan gaat deze lengte voorland af van de benodigde kwelweglengte. Met als gevolg dat de invloedzone aan de binnenzijde kleiner wordt en meerdere objecten goed gekeurd worden in de Eenvoudige Toets.

6.7.5 Stap 4 – Uitvoering eenvoudige toets

Met de Eenvoudige Toets uit het WBI, bijlage III kan worden aangetoond of het NWO voldoet of niet. Voldoen betekent dat de faalkansbijdrage van het NWO ‘verwaarloosbaar klein’ is. Als het niet voldoet, moet het verder beoordeeld worden met een Gedetailleerde Analyse (GA).



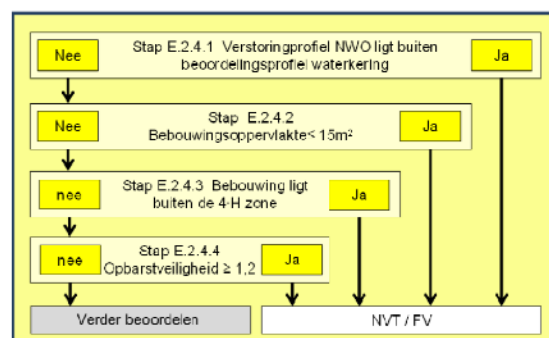
Figuur 6-11: Schema Eenvoudige Toets voor NWO's

Wanneer een filter in de Eenvoudige Toets niet beantwoord kan worden, wordt er uitgegaan van de slechte situatie/ keuze in het stroomschema. Daarbij gaat het om de volgende filters per NWO-cluster:

NWObe

Er zijn in totaal 167 panden binnen de invloedzone geïnventariseerd

- Stap E.2.4.3 schrijft over de 4-H. Onduidelijk is of dit achterhaald is vanwege het gebruik van het rekenmodel Uplift Van. Hieruit volgt 'nee'.
- Stap E.2.4.4 is niet gehanteerd, omdat vanuit de data over de gebouwen niet op te maken is of er kruipruimtes aanwezig zijn. Hieruit volgt 'nee'.



NWObo

Er zijn in totaal 1603 bomen binnen de invloedzone geïnventariseerd.

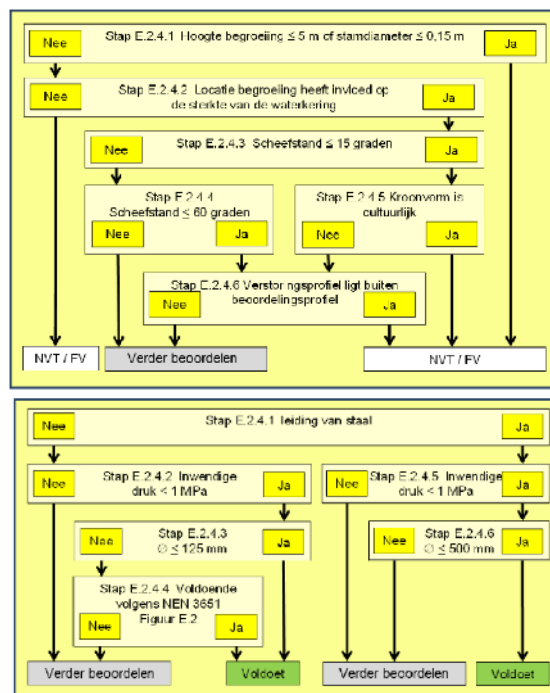
- Stap E.2.4.3 en E.2.4.4. Schrijven over de scheefstand. Op basis van de huidige GISdata is dit niet beschikbaar voor de beoordeling. Hieruit volgt twee keer 'nee'.

NWOKI

Er zijn in totaal 227 kabels en leidingen binnen de invloedzone geïnventariseerd

NWOoc

Er zijn verschillende Overige Constructies geïnventariseerd die variëren in grootte.



NWOcluster	Opmerking
NWObe à gebouwen	Alle gebouwen (met woonfunctie en zonder) zijn beschouwd
NWObo à bomen	Er ontbreken bomen in de dataset van HDSR die meer dan tientallen meters van de kering in het achterland staan. Dit valt nog in de invloedzone van piping, maar hebben vanuit het 3D perspectief relatief minder invloed.
NWOKI à kabels en leidingen	71 foute buisdiameters in de data van HDSR zijn gecorrigeerd, waardoor alles nu voldoet
NWOoc à variabel	

HDSR heeft een lijst opgesteld met 'illegaal' aanwezige objecten. Deze objecten kunnen mogelijk de waterveiligheid beïnvloeden en dienen later in het VKA of met de PU fase te worden beschouwd.

Stap 5 – Relevante mechanismen selecteren

Hiervoor is de een matrix gehanteerd die de integraliteit van de waterveiligheid vanuit het spoor NWO's borgt. Zie Tabel 9 1.

Mechanisme	Voorland	Buiten teen	Buiten ta-lud	Kruin	Binnen ta-lud	Binnen-berm	BIT-4H	Achterland
STBI	-	-	-	0	0	X	X	-
STBU	X	X	X	-	-	-	-	-
STPH_regulier	X	X	-	-	-	-	X	X
STPH_beslisb.	X	X	-	-	-	-	X	X
GEKB	-	-	-	X	X	X	X	-
GEBU	X	X	X	-	-	-	-	-

6.7.6 Stap 6 – Interactie beschouwen met een Generieke Analyse

Interactie met STBI is uitgevoerd voor NWObe en NWObo. Beide zijn blauw gemarkeerd. Interactie met STPH is uitgevoerd voor NWObe en NWObo volgens de Sellmeijer methode en als door- kijk de beslisboom piping. Beide zijn blauw gemarkeerd.

In het huidige instrumentarium is geen Gedetailleerde Toets beschikbaar voor de NWO's. Ook is geen Schematiseringshandleiding beschikbaar. In mei 2021 is een Handreiking beschikbaar gesteld waarbij kennis en kunde rondom de NWO's zijn gebundeld. Toch zijn er nog vele kennisleemten aanwezig bin- nen het spoor NWO's. Gekozen is om met Gedetailleerde Analyses de NWO's verder te beoordelen wan- neer ze niet voldoen aan de Eenvoudige Toets.

Een Gedetailleerde Analyse houdt in dat met rekenregels de beoordeling van het NWO kan plaatsvinden in de instrumenten die voor de Gedetailleerde Toets voor de reguliere mechanismen is uitgevoerd. Denk daarbij aan D-Stability of de Sellmeijer methode.

Het principe is als volgt:

1. Per vak wordt een worst-case NWO voor elk relevant mechanisme gekozen.
2. Het resultaat van deze worst-case situatie geldt ...:
 - a. ... bij STBI voor het hele vak
 - b. ... bij STPH voor ongeveer 50 meter weerszijden van de dijkpaal
3. Hierbij wordt voor STBI en STPH geen rekening gehouden met het 3D effect. Dit vindt in een la- tere fase plaats indien uitgangspunten rondom optimalisaties zijn afgestemd met HDSR.

Tabel 6-14 Detailniveau van de mechanismen STBI en STPH (-) = n.v.t. volgt na de kerstvakantie

Mechanisme	Reguliere Beoordeling	Begroeiing	Bebouwing	Kabels en Leidingen	Overige constructies
STBI	15 vakken	Berekend: 13 vakken	Berekend: 13 vakken	-	-
STPH	100 dwarsprofielen	Berekend: 73 dwarsprofielen	Berekend: 37 dwarsprofielen	-	-
STBU	-	-	-	-	-
GEKB	-	-	-	-	-
GEBU	-	-	-	-	-

De beoordeling van de NWO's kan lokaal tot een scope van een dergelijk mechanisme leiden.

6.7.7 Stap 7 - Handelingsperspectief VKA

1. NWO blijft gehandhaafd in beoordeling/ ontwerp
 - a. Voldoet (o.b.v. Eenvoudige Toets)
2. NWO blijft gehandhaafd vanuit WV
 - a. Voldoet (o.b.v. Gedetailleerde Toets of faalkansenboom en kwalitatieve redenering)
3. NWO blijft niet gehandhaafd vanuit WV

- a. Maatwerklocatie: voorlopig onderdeel van de versterking → Faalkansanalyse kan eventueel tot goedkeuring leiden
4. NWO blijft niet gehandhaafd vanuit ...
 - a. Vanwege slechte conditie/ status
 - b. Ligt in bestaande/ nieuwe beheerstrook
 - c. Werkstrook uitvoering
5. NWO heeft grote impact maar blijvende functie.
 - a. Deze maatwerklocatie wordt onderdeel van de versterking (kosten & Baten)

6.7.8 Vervolg

Afstemming over de NWO's vindt einde VKA en start Planuitwerkingsfase plaats om meer nuances mee te nemen binnen de beoordeling van de (hoofd)mechanismen, inclusief de invloeden van de NWO's. In de eerste beoordeling met een Gedetailleerde Analyse is zowel conservatief qua ontgrondingsgrootte (verstoringzone) gemodelleerd en berekend. Voor macrostabiliteit geldt dat daar bovenop er gerekend is met een worst-case situatie binnen een vak, wat tot nog meer conservatisme leidt. Met nieuwe uitgangspunten, in samenspraak met HDSR, kan de beoordeling per vak en/of doorsnede geoptimaliseerd worden door nuances te maken. Dit kan door binnen een vak met twee of meer principe situaties verder te beoordelen.

Er zijn geen grote leidingen (gas of water) aanwezig binnen het deeltraject ICU, waardoor niet volgens de POV K&L een arbeidsintensieve faalpadanalyse nodig is om aan te tonen dat wordt voldaan aan de waterveiligheid. Er zijn enkele overige constructies (NWO_{oc}) aanwezig (een aantal mogelijk oude meetstations) op het buitentalud wat voorgaande jaren waterstanden heeft gemeten.

6.8 Kunstwerken en langsconstructies

Faalkanseisen

In het volledige dijktraject 44-1 (van Amerongen tot aan de Beatrixsluis in Nieuwegein) bevinden zich in totaal 9 stuks waterkerende kunstwerken:

- 5 stuks schutsluizen van RWS (2x Wijk bij Duurstede, 3x Nieuwegein)
- 2 stuks inlaatduikers in de voorhaven van de sluis Wijk bij Duurstede
- De inlaat Kromme Rijn te Wijk bij Duurstede
- De dichtgezette sluis met damwand bij Fort Honswijk.

In het deeltraject Culemborgse veer-Prinses Irenesluis bevindt zich 1 waterkerend kunstwerk: de inlaatduiker in de westelijke voorhavendijk van de sluis Wijk bij Duurstede. Het kunstwerk is in eigendom en beheer bij het waterschap.

De faalkanseis en betrouwbaarheidsindex voor de verschillende faalmechanismen zijn met behulp van de volgende formules bepaald:

$$P_{eis;dsn} = \frac{\omega P_{eis}}{N_{dsn}} \quad \beta = -\Omega^{-1}(t * P_{eis;dsn})$$

Waarin:

$P_{eis;dsn}$ = faalkanseis per faalmechanisme

ω = faalkansruimtefactor, conform tabel 2-2 uit bijlage III bij Regeling Veiligheid Primaire Waterkering

P_{eis} = faalkanseis van het dijktraject. Voor dijktraject 44-1 is $P_{eis} = 1/10.000$ (ondergrens)

N_{dsn} = lengte-effect factor

β = betrouwbaarheidsindex

$-\Omega^{-1}$ = functie normaalverdeling
 t = geschatte resterende levensduur van de constructie

De faalkanseisen per faalmechanisme zijn afhankelijk van de lengte-effectfactor en de faalkansruimtefactor, zie onderstaande tabel.

Tabel 6-15: Faalkanseisen per faalmechanisme voor waterkerende kunstwerken in dijktraject 6-6

KW Dijktraject 44-1				
Faalmechanisme	N_{-dsn}		$P_{eis,dsn}$ [1/jr]	β
HTKW	1 ¹⁾	0,24	1/41.670 (2,4E-05)	
BSKW	3 ²⁾	0,04	1/750.000 (1,3E-06)	
PKW	1 ³⁾	0,02	1/500.000 (1,6E-06)	
STKWp	3 ⁴⁾	0,02	1/1.500.000 (6,7E-07)	3,82

1) Lengte-effectfactor voor HTKW: per dijkkring bepaald

2) Lengte-effectfactor voor BSKW: aantal kunstwerken in dijktraject 6-6 met een niet verwaarloosbare kans op niet sluiten: $N2a = 5$. Op basis de beoordelingsrapportage van RWS wordt er voor de beoordeling op betrouwbaarheid sluiting vanuit gegaan dat 4 van 9 waterkerende kunstwerken een verwaarloosbare faalkansbijdrage aan het overstromingsrisico leveren. (zie boven). De lengte-effectfactor $N_{dsn;BS} = \max(1; 0,5 \cdot N2a) = 2,5$, afgerond 3.

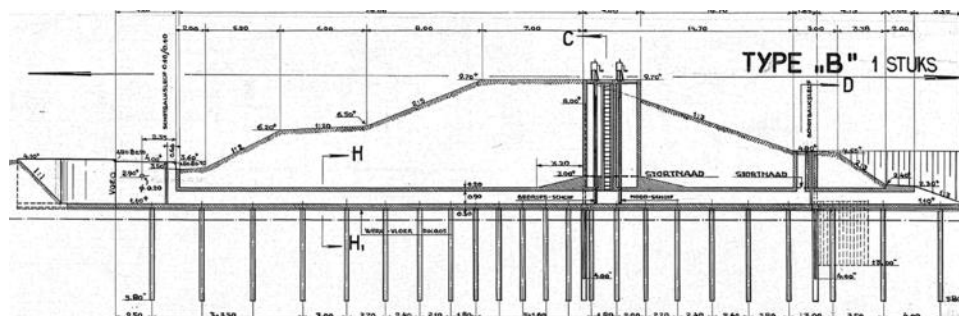
3) Lengte-effectfactor voor PKW: $N=1$ omdat alleen wordt beoordeeld met Lane.

4) Lengte-effectfactor voor STKWp: conform par. 20.1 uit bijlage III bij Regeling Veiligheid Primaire Waterkering

Voor de beoordeling op sterkte en stabiliteit (STKWp) geldt dat de faalkanseis ($\beta = 3.82$) minder zwaar is dan de betrouwbaarheidseis volgens de Eurocode uitgaande van een referentieperiode van 50 jaar ($\beta = 4,3$). Constructieve beoordeling van onderdelen wordt daarom uitgevoerd op basis van de rekenregels van de Eurocode, waarbij de representatieve situatie (zonder partiële factoren) wordt berekend om de representatieve sterkte te bepalen. Op basis van de omrekenstee karakteristieke naar gemiddelde belasting wordt vervolgens de input voor Riskeer bepaald.

Beschrijving

De duiker dateert uit de periode 1935-1938 en is gelijktijdig met de eerste schutkolk van de Prinses Irenesluizen aangelegd. De oorspronkelijke duiker is een gewapend betonnen constructie op gewapend betonnen palen voorzien van houten kwelschermen met een doorstroomoppervlak van 0,90 m hoog en 0,80 m breed. In de kruin van de dijk is een schuivenput opgenomen, waarin zich een tweetal handbediende met heugelstang aangedreven spindelschuiven bevinden. In het buitentalud is nog een schotbalkput aanwezig. De bovenkant hiervan bevindt zich op circa NAP +4,80 m.



Figuur 6.12: Langsdoorsnede duiker

In 2004 is de duiker gerenoveerd. Daarbij zijn het schuivenhuis, de schuiven en de bewegingswerken opgeknapt en is de buisleiding gereinigd. Op 1 plaats is in de buisleiding door vershilzetting een hoogteverschil ontstaan van ongeveer 12cm met scheurvorming. De scheurvorming is hersteld door tegen de binnenzijde roestvaste stalen platen te bevestigen, met rubber afdichtingsprofielen.

Beschikbare informatie

Er is voldoende informatie beschikbaar om tot beoordeling en afbakening van de ontwerpogave te komen. Er is een complete set bouwtekeningen en een recent inspectierapport (incl. camera-inspectie van de buisleiding). Aandachtspunt is het ontbreken van inspectie-informatie van het buitendijkse gedeelte van de buisleiding.

Aanpak beoordeling

De volgende aanpak wordt gebruikt voor de ontwerpogave:

- HTKW: geen beoordeling
- BSKW: beoordeling op basis van eenvoudige beslisregels
- STPH: beoordeling op basis van Lane
- STKWp: herberekening schuiven en betonconstructie duiker, mede in relatie tot eventuele belastingtoename door aanpassing dijkprofiel.

Aandachtspunt is de restlevensduur van de constructie in relatie tot het zichtjaar van de dijkversterking. De inlaatduiker is al ongeveer 80 jaar oud en heeft vanuit dat oogpunt een beperkte technische levensduur (orde 25-40 jaar). Daarom wordt beoordeling en ontwerp gericht op maximaal zichtjaar 2075.

De resultaten van de veiligheidsanalyse van de inlaat Irenesluis zijn beschreven in een separate rapportage, te weten "1.3.2 Constructieve beoordeling inlaat Wijk bij Duurstede – ICU" [9].

6.9 Bijzondere waterkerende constructies

Er zijn geen bijzondere waterkerende constructies aanwezig in het projectgebied van ICU.

7 Belastingen

7.1 Soorten belastingen

De dijk kent vele verschillende soorten belastingen. De belangrijkste is een extreem hoogwaterstand op de rivier. Dat beïnvloedt het waterniveau in het achterland en de diepere grondlagen. Dit alles heeft direct invloed op het verloop van de freatische lijn in de dijk. De door wind of scheepsvaart opgewekte golven veroorzaken een golfklap, golfoploop en golfoverslag. Daarnaast is er nog verkeersbelasting ten gevolge van verkeer over de dijk en moet rekening worden gehouden met schade aan de dijk door het gebruik daarvan. Naast deze belastingen is de dijk ook onderhevig aan zetting en bodemdaling. In Tabel 7-1 is per faalmechanisme de aan te houden belastingsituaties beschreven. Daaropvolgend zijn uitgangspunten beschreven die per belasting benodigd zijn om de totale belasting te bepalen.

Tabel 7-1: *Belastingssituaties per toetsspoor (dikgedrukt is beschouwd tijdens de Verkenning (NvU tot en met VKA)*

Toetsspoor	Belastingssituatie
Piping (STPH)	<ul style="list-style-type: none"> Waterstand bij norm (WBN) De grondwaterstand in het achterland ligt gelijk aan het maaiveldniveau, tenzij dit vanuit beheer niet mogelijk is.
Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	<ul style="list-style-type: none"> Waterstand bij norm (WBN) zonder verkeersbelasting Significante overslag, waardoor dijklichaam verzadigd raakt (Conform KPR memo "voorlopige werkwijze macrostabieliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4" van 14 maart 2017 [2]). Lagere waterstand met hogere verkeersbelasting (behorend bij BGT) Lagere waterstand met een extreme neerslag: verhoogde freatische lijn In alle situaties kan de waterstand binnendijks op polderpeil worden aangehouden of op het maaiveld staan
Macrostabieliteit buitenwaarts (STBU)	<ul style="list-style-type: none"> Val na hoog water: hoge freatische lijn en lage waterstand (WBN - 4,0m) Extreem laag water: normale freatische lijn en extra lage waterstand (een waterstand die eens per 10 jaar wordt onderschreden) Extreme neerslag: verhoogde freatische lijn en gemiddelde laagwaterstand (GLW van 3,0 meter conform streefpeil) Verkeersbelasting

De buitenwaterstand en de golfoploop (zowel HBN als WBN) worden in paragraaf 7.5 t/m 7.6 uitgewerkt. Als basis voor de uiterste grenstoestand wordt uitgegaan van de Waterstand Bij Norm (WBN) voor de geotechnische faalmechanismen. Conform het OI2014v4 wordt deze afgeleid bij de maximaal toelaatbare kans van 1/ 10.000 per jaar.

De minimaal benodigde kruinhoogte wordt bepaald door het Hydraulisch Belastingniveau (HBN) behorend bij een bepaald kritiek overslagdebiet met een terugkeertijd van 1/ 41.667 per jaar (dit is de faalkans per doorsnede), zie paragraaf 6.1. Voor de BGT wordt later in het VKA de lagere belastingniveaus afgeleid, die optreden met een kleinere terugkeertijd, dus kleinere kans van optreden. Voor macrostabieliteit buitenwaarts wordt ook een extra lage waterstand bepaald. Het verloop van de freatische lijn is van belang voor macrostabieliteit. Hiervoor is ook de binnendijkse waterstand van belang. Het toelaatbaar overslagdebiet is van belang voor verschillende faalmechanismen (hoogte en macrostabieliteit binnen-

waarts), maar heeft ook invloed op beheer en onderhoud. Het wordt uitgewerkt in paragraaf 7.5. In paragraaf 7.8 en 7.9 worden de zetting en bodemdaling beschreven. Deze hebben vooral invloed op de hoogte van de dijk. Tenslotte komen in paragraaf 7.11 de overige belastingen aan de orde. Verkeersbelasting is van belang voor macrostabiliteit. Belasting door extreme neerslag is ook van belang voor macrostabiliteit. Verder wordt ingegaan op andere belastingen, die naar verwachting weinig impact hebben het ontwerp van de dijk.

Afvoerstatistiek

De waterstand bij norm (WBN) en het hydraulisch belasting niveau (HBN) worden voor de Neder-Rijn en Lekdijk gedomineerd door hoge rivierafvoer. In de rekenrecepten zijn de aan te houden maximale afvoeren over de Neder-Rijn en Lek gelimiteerd door een maximale afvoer bij Lobith in te geven.

Beleidsmatig is gekozen om als uitgangspunt te kiezen voor “Lek ontzien”. Dit houdt in dat bij hoge afvoeren de Lek volledig wordt ontzien. De maximale afvoer bij Lobith wordt gelijkgesteld aan 16.000 m³/s.

7.2 Klimaatscenario's en onzekerheidstoelagen

Bij de rekenrecepten voor het afleiden van de hydraulische randvoorwaarden zijn statistiekbestanden meegeleverd voor de zichtjaren 2050 en 2100. Overeenkomstig het OI2014v4 wordt voor alle projecten het klimaatscenario W+ (KNMI, 2006) aangeleverd, dit komt overeen met de klimaatopgave binnen de Deltascenario's Stoom en Warm. Met eventuele nieuwe klimaatscenario's van het KNMI wordt geen rekening gehouden. Dat geldt ook voor de mogelijke gevolgen van versnelde zeespiegelstijging voor het Deltaprogramma.

7.3 Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden worden afgeleid met het programma Hydra-NL en de hiervoor beschikbare databases. De afleiding van de hydraulische randvoorwaarden voor de Neder-Rijn en Lek zijn beschreven in rekenrecepten die zijn ontwikkeld voor het OI. Specifiek voor het normtraject 44-1 is het rekenrecept te vinden in [12].

Voor het normtraject 44-1 is de DPa database voorgeschreven in het rekenrecept. Deze database heeft slechts één uitvoerpunt per km. De WBI database heeft uitvoerpunten per 100 meter. Omdat de Hydraulische randvoorwaarden uit de WBI database betrouwbaarder zijn en beter werkbaar wordt er niet gerekend met de DPa database. Dit is op basis van eerdere gesprekken tussen alle specialisten uit de hele Sterke Lekdijk, die in 2019 hebben plaatsgevonden met HDSR.

De belastingsituaties, die bepalend zijn voor buitenwaartse stabiliteit zijn omschreven in de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [4], het Technisch Rapport Ontwerpbelastingen (paragraaf 7.4 e.v.) [13], als ook in het OI2014v4 [1]. Voor het bovenrivierengebied (normtraject 44-1) wordt aanbevolen uit te gaan van een situatie na een val van 10 dagen. De waterstand bij val na hoogwater volgt voor het bovenrivierengebied uit het waterstandsverloop en is de waterstand die 240 uur na de lokale topwaterstand optreedt. Dit waterstandsverloop is niet te bepalen met de waterstandsverlooptool van het WBI. Zolang hiervoor geen goede afleiding voor is, wordt een standaardwaarde van een val van 4,0 m aangehouden conform de POV Centraal Holland.

Tabel 7-2: Waterstand bij de Norm (WBN's), Hydraulische Belastingniveau, Responsfactor en stijghoogte voor 2073

Dijk-paal	Locatie peil-buis	WBN	HBN 5l/s/m								
106	0,49	8,77	8,93	138	0,64	8,34	8,80	172	0,48	7,95	8,50
107	0,49	8,77	8,94	139	0,64	8,33	8,76	173	0,48	7,95	8,60
108	0,49	8,68	8,99	140	0,64	8,33	8,73	174	0,48	7,95	8,60
109	0,65	8,67	8,86	141	0,76	8,21	8,59	175	0,48	7,94	8,51
110	0,65	8,67	8,98	142	0,76	8,18	8,68	176	0,48	7,94	8,52
111	0,65	8,66	9,03	143	0,76	8,18	8,68	177	0,54	7,94	8,57
112	0,77	8,66	9,02	144	0,76	8,18	8,68	178	0,54	7,94	8,49
113	0,77	8,64	9,04	145	0,76	8,16	8,60	179	0,54	7,94	8,46
114	0,77	8,60	8,95	146	0,76	8,14	8,62	180	0,54	7,93	8,38
115	0,77	8,55	9,08	147	0,76	8,08	8,63	181	0,54	7,93	8,44
116	0,77	8,55	9,06	148	0,76	8,08	8,66	182	0,54	7,93	8,35
117	0,77	8,54	8,97	149	0,76	8,07	8,68	183	0,54	7,93	8,35
118	0,77	8,54	9,02	150	0,76	8,06	8,57	184	0,54	7,93	8,26
119	0,77	8,52	8,93	151	0,76	8,05	8,67	185	0,54	7,92	8,24
120	0,77	8,49	8,94	152	0,57	8,06	8,67	186	0,82	7,92	8,24
121	0,77	8,48	9,00	153	0,57	8,05	8,62	187	0,82	7,90	8,21
122	0,77	8,47	8,94	154	0,57	8,04	8,55	188	0,82	7,90	8,23
123	0,77	8,46	9,00	155	0,57	8,04	8,65	189	0,82	7,90	8,23
124	0,77	8,44	8,97	156	0,57	8,03	8,62	190	0,82	7,89	8,22
125	0,77	8,44	8,97	157	0,57	8,03	8,65	191	0,82	7,87	8,20
126	0,64	8,43	9,02	158	0,57	8,02	8,65	192	0,82	7,85	8,15
127	0,64	8,43	9,04	159	0,57	8,01	8,71	193	0,82	7,80	8,08
128	0,64	8,42	8,95	160	0,57	8,01	8,66	194	0,82	7,76	8,07
129	0,64	8,42	8,94	161	0,57	8,00	8,61	195	0,82	7,73	8,02
130	0,64	8,39	8,90	162	0,42	7,99	8,69	196	0,82	7,72	8,04
131	0,6	8,36	8,93	163	0,42	7,99	8,71	197	0,82	7,72	8,04
132	0,6	8,37	8,80	164	0,42	7,98	8,65	198	0,82	7,69	7,95
133	0,6	8,36	8,78	165	0,42	7,98	8,73	199	0,82	7,63	7,95
134	0,6	8,35	8,83	166	0,42	7,98	8,67	200	0,82	7,63	7,97
135	0,6	8,36	8,76	167	0,42	7,98	8,67	201	0,82	7,55	7,94
136	0,6	8,35	8,81	168	0,42	7,98	8,62	202	0,67	7,55	7,96
137	0,6	8,35	8,79	169	0,48	7,97	8,61	203	0,67	7,55	7,98
				170	0,48	7,97	8,71				
				171	0,48	7,96	8,58				

7.4 Schematisering grondwater/ geohydrologische randvoorwaarden

In Hoofdstuk 6 wordt per faalmechanisme beschreven hoe om te gaan met de freatische lijn, stijghoogte en indringing. Hierin wordt ook ingegaan op de specifieke belastingsituaties die kunnen optreden bij macrostabiliteit binnenwaarts en buitenwaarts.

7.5 Toelaatbaar kritiek overslagdebiet (Hydra NL)

Het toelaatbaar overslagdebiet heeft invloed op het ontwerp, het beheer en de mogelijkheden voor medegebruik van de dijk. Landelijk wordt geen algemeen uitgangspunt gehanteerd voor het overslagdebiet. Conform [3] wordt in de verkenningsfase uitgegaan van een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 5 l/s/m voor de uiterste grenstoestand. Het is echter mogelijk om een differentiatie in het toelaatbaar overslagdebiet door te voeren.

7.6 Waterstanden op de Lek

De WBN en HBN zijn door een externe partij bepaald met Hydra-NL. Voor het zichtjaar 2073 worden deze waarden lineair geïnterpoleerd bij een overslagdebiet van 5 l/s/m. Deze wijze van interpoleren wordt ook gedaan voor het bepalen van de WBN.

Daarnaast is het HBN beschikbaar gesteld voor de overslagdebieten van 1 l/s/m en 10 l/s/m. Het HBN met een overslagdebiet van 0,1 l/s/m is door Fugro bepaald aan de hand van WBI database V0.4. Dit geeft een doorkijk naar de beoordeling van andere faalmechanismen die tijdens de verkenningsfase beschouwd worden. Denk hierbij aan het rekenen met een verzadigde zone bij stabiliteit binnenwaarts (STBI) of Grasbekleding Afschuiving Binnentalud (GABI). De te nemen beoordelingsstappen zijn afhankelijk van het optredende overslagdebiet.

Met behulp van het tienjarig overzicht 1981 en 1990 worden de overige waterstanden bepaald (gemiddeld laag water, gemiddelde waterstand en gemiddeld hoog water). Daarnaast kan op basis van de peilbuismeetgegevens een realistischer beeld over de buitenwaterstand verkregen worden.

7.7 Autonome kruin- en bodemdaling (incl. bijbehorende peilverlagingen)

Bodemdaling is een natuurlijk proces door inklinking van de slappe bodemlagen in laag Nederland en door andere processen zoals oxidatie van veen, isostasie en geologische kanteling. Zettingen en kruindaling treden op door het gewicht van de dijk zelf en zijdelings uitzakken van de grond.

Voor de Sterke Lekdijk zijn bodemdaling en (rest)zetting ter plaatse van de dijk afgeleid met behulp van TerraSAR-X Satellietmetingen. Met behulp van radarmetingen die gedurende een jaar elke 11 dagen zijn gedaan, zijn de veranderingen in de hoogteligging bepaald. Deze zijn geverifieerd met extra TerraSAR-X beelden om de 22 dagen, tijdens een voorafgaande periode van 1,5 jaar, aangevuld met vrij beschikbare Radarsat-XF beelden.

Uit de meetpunten is per 100 meter de 50%-waarde (50% van de meetwaarden zakt sneller) bepaald, en vervolgens verdeeld in klassen. Voor het grootste deel van het project ICU bedraagt de bodemdaling 0-2 mm / jaar (zie opdeling hieronder) en voor enkele locaties 2-4 mm / jaar.

Bij het bepalen van de toe te passen rekenwaarde voor bodemdaling geldt de volgende afronding:

- 0-2 mm /jaar, aan te houden waarde: 2 mm/ jaar → ICU
- 2-4 mm/ jaar, aan te houden waarde: 4 mm/ jaar → ICU
- 4-7 mm/ jaar, aan te houden waarde: 7 mm/ jaar → andere deeltrajecten SLD
- > 7 mm/jaar, aan te houden waarde: 10 mm/ jaar → andere deeltrajecten SLD

Hierbij geldt:

- De cijfers geven de autonome bodemdaling weer, vermeerderd met secundaire zetting van de dijkophogingen.
- Het uitgangspunt is, dat de bodemdaling en zetting gedurende de levensduur volledig worden opgenomen in de aanleghoogte.
- De autonome bodemdaling heeft tussen de inwindatum AHN3 in het jaar 2015 tot het jaar 2021 al plaatsgevonden. Overigens verandert dat niets aan de bodemdaling per jaar, alleen met welke totale bodemdaling gerekend zal worden.

7.8 Zetting en klink

Overige aspecten die invloed hebben op de aanleghoogte zijn zetting en klink. Zetting treedt op in de ondergrond door het aanbrengen van extra belasting. Klink vindt plaats in het dijklichaam zelf. De mate van zetting zal in de Planuitwerkingsfase worden gekwantificeerd op basis van nader af te leiden samendrukkingsparameters.

7.9 Verkeersbelasting UGT

Met betrekking tot verkeersbelasting wordt onderscheid gemaakt tussen verkeersbelasting tijdens de uiterste grenstoestand (UGT) en verkeersbelasting tijdens de bruikbaarheidgrenstoestand (BGT).

Bij de UGT (STBI) mag ervan uit worden gegaan, dat er geen verkeersbelasting op de dijk is. Dit is een realistische keuze op grond van aanbevelingen in de KPR-factsheet "Verkeersbelasting en macrostabiliteit (versie 28 juli 2016). Voor STBU geldt dat er in de stabiliteitsberekeningen wel een verkeersbelasting moet worden toegepast. Voor een verkeersbelasting in dit scenario wordt uitgegaan van een belasting van 13,3 kN/m² over een breedte van 2,5 m conform de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [4]. Het midden van deze last ligt gelijk aan $x=0$ in de stabiliteitsberekeningen, oftewel de hartlijn van de kruin.

Voor de verkeersbelasting wordt uitgegaan van een spreidingshoek van 30 graden en een consolidatiegraad van 0% in klei en veen en 100% in zand.

Verkeersbelasting in de BGT situatie zijn in de gehele Verkenningsfase niet uitgevoerd. Dit onderdeel dient nog verder met HDSR afgestemd te worden wanneer de BGT situatie onderdeel wordt van de (veiligheids)analyse met de uitgangspunten uit de Strategische Nota.

7.10 Overige belastingen

Onderstaand overzicht geeft aan hoe wordt omgegaan met de overige belastingen.

7.10.1 Aardbevingen

De dijk ligt niet in een EMS-zone (Europese Macro-seismische Schaal). Daarom is geen noemenswaardige intensiteit of gevolgen door bevingen te verwachten. Op de aanwezige breuken ligt circa 500 m tot 600 m onverkit sediment. Er wordt geen vergroot risico op aardbevingen verwacht. Derhalve wordt in het ontwerp geen rekening gehouden met aardbevingsbelasting.

7.10.2 Ijsbelasting

Ijsbelasting wordt in Nederland niet gezien als een bedreiging voor de dijken. Wanneer ijsvorming in combinatie optreedt met hoge waterstanden of zware golfaanval, kan wel dijkbekleding beschadigen, waardoor erosie kan optreden. Gelet op de gemiddelde temperatuur van het rivierwater (o.a. door koelwaterlozingen) wordt de kans op deze belastingcombinatie verwaarloosbaar geacht. In het ontwerp wordt geen rekening gehouden met ijsbelasting.

7.10.3 Golfbelasting scheepvaart

Op veel plekken ligt de vaargeul ver van de dijk door de aanwezigheid van voorland. De golfbelasting door scheepvaart is op die plaatsen verwaarloosbaar. Op de dijkvakken met smal voorland of schaar dijken speelt golfbelasting mogelijk wel een rol. Daar waar in maatgevende omstandigheden significante scheepvaartbelastingen op de bekleding of op beschermingsconstructies zijnde onderdeel van de waterkering te verwachten zijn (ter plaatse van voorhavendijken, schaar dijken, etc.), wordt rekening gehouden met belastingen uit scheepvaart (scheepsgolven, schroefstralen). Hierbij wordt uitgegaan van de scheepsklasse zoals gegeven in PDOK door Vaarweg Informatie Nederland. De scheepvaartbelastingen worden bepaald conform Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied.

7.10.4 Aanvaringen en drijvende voorwerpen

Een aanvaring met een schip of een ander groot drijvend voorwerp zal zelden voorkomen. In extreme omstandigheden mag ervan uit worden gegaan, dat de scheepvaart wordt stilgelegd. Echter, tijdens een storm kan een schip stuurloos of op drift raken en de waterkering treffen. Dit is alleen een gevaar voor schaar dijken (bij normale waterstanden) en sluizen en voor dijken waar de maatgevende omstandigheden storm gedomineerd zijn. Dat is hier niet het geval vanwege het lange voorland die omzoomt zijn voor zomerdijken. De Voorhavendijk is de enige locatie waar deze belasting van toepassing kan zijn.

8 Geotechnische uitgangspunten

8.1 Algemeen

In dit hoofdstuk worden verschillende algemene geotechnische uitgangspunten beschreven voor ICU.

8.2 Schematiseringsfactor

Voor het ontwerpen zijn er verschillende schematiseringen opgesteld, waarvoor een schematiseringsfactor wordt toegepast. De uitwerking van de schematiseringsfactor per faalmechanisme is opgenomen in de beschrijving van het betreffende faalmechanisme in hoofdstuk 6 en in de Veiligheidsanalyse.

Dit is afwijkend van het beoordelen van primaire waterkeringen conform het WBI2017.

8.3 Onderscheiden grondsoorten

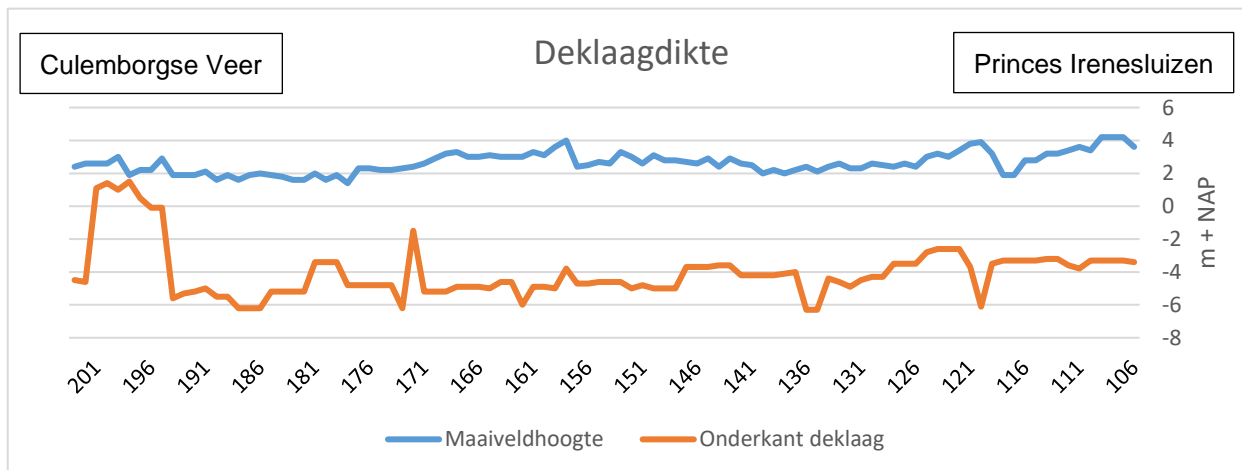
Er is onderscheid gemaakt tussen de volgende aanwezige grondsoorten:

- Klei dijkmateriaal (onderdeel van de bestaande dijk)
- Zand ophoogmateriaal (onderdeel van de bestaande dijk)
- Klei zwaar (volumiek gewicht > 17,5 kN/m³)
- Klei licht (volumiek gewicht < 17,5 kN/m³)
- Veen
- Zand

Voor 15 grondonderzoekspunten binnen ICU zijn meerder monsters genomen om onder andere het volumiek gewicht te bepalen voor de kleisoorten a.d.h.v. de geleverde STOWA tabel. De locaties zijn: 111+43 (AL), 122+51 (berm), 135+47 (berm), 135+47 (KR), 135+48 (AL), 135+47 (BUT), 145+50 (berm), 151+36 (berm), 156+68 (KR), 167+38 (bi), 171+38 (bi), 171+45 (KR), 175+91 (bi), 183+01 (bi) en 200+03 (berm).

Voor ICU zijn er grofweg elke kilometer één of meerdere grondonderzoekspunt aanwezig waarbij monstervolumiegewichten zijn bepaald op verschillende niveaus. Ook zijn er meerdere classificaties uitgevoerd voor dezelfde monsters. De data is uitgezet op basis van het monster niveau. Daarmee is onderscheid gemaakt tussen het verloop (in de lengterichting van de dijk) van de kleisoorten binnen ICU.

Het onderscheid tussen gedraineerd en ongedraineerd grondgedrag is gebaseerd op de ligging van de freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden. Deze lijn wordt ook aangehouden tijdens andere belastingssituaties.



Figuur 8.1: Deklaagdikte deeltraject ICU op basis van gemiddeld hoogte maaiveld (exclusief slootbodems)

8.4 Dikte deklaag

Op basis van het geotechnisch onderzoek van Inpijn-Blokpoel [6] en het geotechnisch lengteprofiel kunnen de deklaagdiktes per dijkpaal afgeleid worden voor de locaties waar opbarsten kan optreden (de binnenteen).

8.5 Verzadigd volumegewicht deklaag

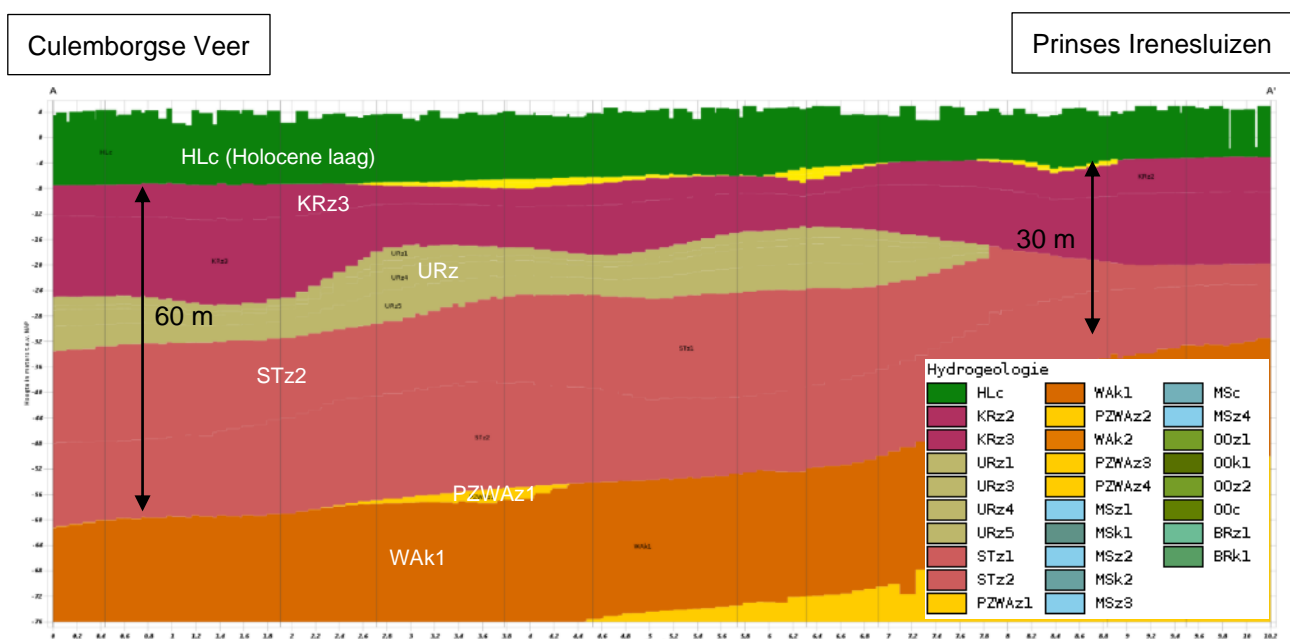
Het verzadigd volumegewicht van de deklaag (γ_{nat} [kN/m³]) is het volumegewicht van de deklaag in verzadigde toestand. Voor het volumegewicht van de deklaag is uitgegaan van een lage karakteristieke schatting van de laaggemiddelde waarde, gehanteerd op basis van classificatieproeven uit het deeltraject CUB en ICU. Omdat op basis van de beschikbare sonderingen het niet mogelijk is om de exacte laagseparatie te maken tussen Klei licht en Klei zwaar zijn de volumegewicht bepalingen van alle kleimonsters samengevoegd zodat voor klei één waarde wordt gebruikt en wijkt daarom af van de volumieke gewicht voor klei uit Tabel 8-1. Deze karakteristieke waarden van het verzadigd volumegewicht van de deklaag gelden specifiek voor het deelmechanisme opbarsten. De volgende karakteristieke waarden per grondsoort zijn gehanteerd:

Tabel 8-1: Karakteristieke waarden volumegewicht deklaag t.b.v. het mechanisme piping

Grondsoort	γ_{nat} [kN/m ³]
Klei (licht en zwaar)	16,6
Veen	10,9
Zand	18,5

8.6 Dikte watervoerend pakket

De dikte van het watervoerend pakket is gelijk aan het niveau van de bovenzijde van de eerste kleiige eenheid van de formatie van Waalre (WAK1) minus het niveau van de onderkant van de deklaag. De diepte van het watervoerend pakket is niet af te leiden uit het geotechnisch lengteprofiel van Inpijn-Blokpoel [6], aangezien het grondonderzoek niet voldoende diep is uitgevoerd. De diepte van het watervoer-



rend pakket is daarom bepaald aan de hand van het ondergrondmodel REGIS II. De diepte van de deklaag is bepaald in paragraaf 8.4. De dikte van het watervoerende pakket is per dijkpaal bepaald, zie ook Figuur 8.1. Op basis Figuur 8.2 kan worden geconcludeerd dat de dikte van het watervoerende pakket varieert tussen de 30 m en 60 m.

8.7 Geotechnische randvoorwaarden

Voor het deeltraject ICU is laboratoriumonderzoek uitgevoerd op grondmonsters langs het traject. Voor de bepaling van de grondparameters is in een aantal gevallen een combinatie gemaakt met grondparameters uit de aangrenzende deeltraject CUB en WAM. In deze paragraaf wordt daarom verwezen naar bestaande proevenverzamelingen.

8.7.1 Proevenverzameling sterkteparameters

In deze fase (Verkenningfase) wordt gebruik gemaakt van de proevenverzameling en de sterkteparameters uit het deeltraject CUB, welke vervolgens zijn geactualiseerd met sterkteparameters die bepaald zijn uit proeven op grondmonsters uit het deeltraject ICU. Er is gekozen om bij de bepaling van de sterkteparameters, de proevenverzameling van CUB en ICU te combineren, omdat in het deeltraject ICU niet voldoende proeven beschikbaar zijn om goede waarde uit af te leiden die goed aansluit bij de lokale situatie en rekening houdt met de regionale spreiding langs het traject. De methode die is gebruikt voor het bepalen van de sterkteparameters staat beschreven in [14].

Figuur 8.2: Verticale doorsnede BRO REGIS II v2.2 deeltraject ICU
Tabel 8-2: Karakteristieke waarden gedraineerde en ongedraineerde grondparameters t.b.v. macrostabiliteit

Grondsoort	γ_n [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	S_{kar} [-]	m_{kar} [-]	ϕ [-]	c' [kPa]	POP VKA [kN/m ²]
Klei dijksmateriaal	19,0	-	n.v.t.	n.v.t.	30	0	n.v.t.
Klei dijksmateriaal (toplaag)	19,0	-	n.v.t.	n.v.t.	24,0	5,0	n.v.t.
Klei zwaar	18,5	-	n.v.t.	n.v.t.	30	0	n.v.t.
Klei zwaar (Su tabel)	18,5	-	n.v.t.	n.v.t.	-	-	n.v.t.
Klei zwaar (toplaag)	18,5	-	n.v.t.	n.v.t.	24,0	5,0	n.v.t.
Klei licht ongedraineerd	15,4	-	0,26	0,87	n.v.t.	n.v.t.	15
Klei licht ongedraineerd onder veen	15,4	-	0,26	0,87	n.v.t.	n.v.t.	8
Veen ongedraineerd	10,9	-	0,32	0,83	n.v.t.	n.v.t.	10
Zand	18	20	n.v.t.	n.v.t.	31,3	0	n.v.t.
Zand ophoogmateriaal ¹	18	20	n.v.t.	n.v.t.	31,3	0	n.v.t.

¹Ophoogmateriaal wordt toegekend aan het kernmateriaal van bestaande binnenbermen die veelal uit zand bestand.

Su tabel Klei zwaar

Tijdens de fase van het VKA heeft HDSR voorgeschreven [12] om voor het materiaalsoort 'Klei zwaar' een Su tabel toe te passen in de stabiliteitsberekening. Vanwege het beperkt beschikbare labonderzoek voor het deeltraject ICU is het afleiden van een SU tabel niet mogelijk aan de hand van uitgevoerde triaxiaal proeven. Daarom is in afstemming met HDSR gekozen om een Su tabel van WAM [15] te hanteren. Daarvoor is een vergelijking gedaan met het project CUB om de mate van conservatisme vooraf in te schatten. Hierbij is rekening gehouden met de karakteristieke waarden in plaats van de gemiddelde waarden van Su.

Tabel 8-3: SU tabel Klei zwaar bij maximale waterspanning, karakteristieke waarden

S _{eff} [kN/m ²]	S _u ; kar[kN/m ²]
0	0,65
1	1,39
10	8,07
20	13,58
30	18,33
40	22,59
50	26,52
60	30,19
70	33,65
80	36,93
90	40,07
100	43,09
110	46,00
120	48,81
130	51,54
140	54,20

Dat betekent dat 'Klei zwaar ongedraineerd' niet volgens Shansep in de stabiliteitsberekening wordt meegenomen, maar met een Su-tabel welke in Tabel 8-3 is weergegeven.

De volumieke massa van 18,5 kN/m³ voor Klei zwaar ongedraineerd is ook als volumiek gewicht gehanteerd voor Klei zwaar (Su tabel). De sterketoeename exponent $m = 0,3$ is overgenomen uit de rapportage WAM [15].

Voor het werken met een Su-tabel in D-stability zijn meerdere aandachtspunten benoemd in de schematiseringshandleiding macrostabiliteit. Ook het ADO schrijft meerdere aandachtspunten voor. Deze aandachtspunten zijn besproken en voldoende onderbouwd om te gebruiken.

POP-waarden

In de fase NvU (Stap 1, Verkenningfase) is gebruik gemaakt van de standaard indicatieve POP uit de schematiseringshandleiding macrostabiliteit [4]. De waarden in de laatste kolom van Tabel 8-2 zijn gebaseerd op laboratoriumproeven van diverse projecten. Deze waarden gelden voor dagelijkse omstandigheden met normale gemiddelde buitenwaterstand en worden in de eerste Stage "Fase 1" geschematiseerd. Voor enkele lagen, zoals klei licht en veen zijn deze POP waarden ingevoerd in de stabiliteitsberekeningen uit het VKA. In D-Stability zijn de POP waarden als 'stage points' toegevoegd en niet als 'stage lines'.

In het NKO zijn er met alternatieve POP-waarden gerekend, omdat de standaardwaarden uit de schematiseringshandleiding voor macrostabiliteit te conservatief zijn bevonden. Het aantal labproeven uitgevoerd voor traject ICU is onvoldoende om betrouwbare POP-waarden te bepalen. Omdat de bodemopbouw binnen Sterke Lekdijk uniform is, is besloten om waarden in het VKA te gebruiken die gebaseerd zijn op waarden gebruikt voor buurtraject CUB.

Er is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd (Bijlage 4) ten opzichte van de waarden in de laatste kolom van Tabel 8-2. Uit de analyse blijkt dat het effect van de POP-waarden weinig effect heeft op de stabiliteitsfactor. Een vermindering van 3 kPa per laag heeft geen effect gehad op de veiligheidsopgave. Omdat de waarden in de laatste kolom een afronding naar beneden zijn ten opzichte van buurtraject CUB en een verdere kleine aanpassing in de POP-waarden geen effect heeft op de veiligheidsopgave, zijn de bovenstaande waarden betrouwbaar geacht.

8.7.2 d70 watervoerend zandpakket

Voor de d70 waarde zijn laag karakteristieke waarden bepaald op basis van zeefproeven op grondmonsters langs het deeltraject ICU. Dit is gedaan omdat er voldoende zeefproeven beschikbaar zijn om goede waarde uit af te leiden die goed aansluit bij de lokale situatie. Doordat er voldoende proeven aanwezig zijn, is het ook mogelijk om rekening te houden met de regionale spreiding in de resultaten en onderscheid te maken tussen verschillende gebieden, zoals een diep of ondiep watervoerend pakket en dikke of dunne zandtussenlagen. De d70 uit de zeefproeven komt overeen met de verwachtingswaarde en de standaardafwijking van de korrelverdelingen uit laboratoriumonderzoeken bij CUB (297 μm) en WAM. De waarde van de d70 is echter wel aan de gunstige kant.

Tabel 8-4: Karakteristieke waarden d70

Zandlaag	d70 _{kar}	Aantal proeven
Watervoerende zandlaag	306 μm	8 (ondiep) / 22 (diep)
Dunne zandtussenlaag < 1,5 m	364 μm	8
Dikke zandtussenlaag > 1,5 m	310 μm	22

8.7.3 Doorlatendheid watervoerend zandpakket

De doorlatendheid en de dikte van het zandpakket zijn bepaald in de Detailtoetsing A-Keringen van de Neder-Rijn en de Lekdijk [15]. Deze parameters worden lokaal aangescherpt op basis van:

- o De k-waarde uit de naastgelegen deeltrajecten WAM en CUB. Bij WAM is de doorlatendheid voor het gehele watervoerende pakket van Echteld en Kreftenheye bepaald op basis van een pompproef. Voor het hele traject is hierbij karakteristieke doorlatendheid van 70 m/dag toegepast in de basisberekening. Bij CUB is middels het HPT-AMPT onderzoek de karakteristieke effectieve bulk doorlatendheid van het watervoerend pakket bepaald. Deze doorlatendheden variëren van 55 m/dag tot 69 m/dag.
- o Standaardwaarden uit het WBI-SOS. Op basis van het WBI-SOS geldt langs het traject ICU een gemiddelde doorlatendheid van 60 m/dag.

8.7.4 Geotechnisch lengteprofiel

Als onderdeel van het geotechnisch onderzoek [6] zijn lengteprofielen opgesteld van het voorland, de kruin, binnendijks (binnenberm) en het achterland. Deze profielen worden gebruikt bij het schematiseren van de bodemopbouw ten behoeve van meerdere mechanismen. Het Geotechnisch Lengteprofiel is toegevoegd in bijlage 3 van de TUN.

In deze versie van het Geotechnisch lengteprofiel ontbreken de lagen van dijkpaallocaties waarbij tijdens het VKA grondonderzoek is uitgevoerd. In de volgende fase wordt eerste de meest actuele versie bij Inpijn en Blokpoel opgevraagd om verder te beoordelen.

9 Overige uitgangspunten SNvU

9.1 Maakbaarheid

Tijdens uitvoering van de werkzaamheden is het uitgangspunt, dat de veiligheid van de waterkering niet afneemt ten opzichte van de situatie voor de start van de werkzaamheden. Het voert te ver om voor iedere tijdelijke situatie de overstromingskans te bepalen. Daarom moet voor iedere stap tijdens de uitvoering worden aangetoond of de veiligheid kan verminderen, hoelang dat duurt en welke maatregelen worden getroffen om de veiligheid te verzekeren. Bovendien moeten vooraf maatregelen worden uitgewerkt om in een extremere situatie het water te keren.

De toe te passen technieken met aandacht voor de:

- Technische complexiteit;
- Beschikbare ruimte en tijd waarbinnen de werkzaamheden moeten worden uitgevoerd.

9.2 Uitbreidbaarheid, aanpasbaarheid en vervangbaarheid

Onder robuustheid/ uitbreidbaarheid (klimaatadaptatie) wordt verstaan in hoeverre een toekomstige versterking (in hoogte, breedte en sterkte) mogelijk blijft bij het ontwerp van:

- Grondlichamen
- Waterkerende constructies en kunstwerken
- Inpassen NWO's

In situaties waar een grondlichaam geen of een ongewenste oplossing is voor de versterkingsopgave, kan een waterkerende constructie worden ontworpen. Kunstwerken zijn objecten in de dijk die een andere gebruiksfunctie mogelijk maken. Naast deze andere functie zijn kunstwerken vrijwel altijd waterkerend, al dan niet in combinatie met het grondlichaam.

Voor constructies en kunstwerken geldt in de regel een langere ontwerplevensduur. Bij het ontwerp dient te worden vooruitgekeken naar mogelijkheden om de constructie of het kunstwerk tijdens de levensduur aan te passen aan nieuwe inzichten. Wanneer toekomstige aanpassing niet of alleen met zeer veel moeite mogelijk is, dient het ontwerp te worden aangepast, of eventueel voor een andere oplossing te worden gekozen. Ook de mogelijkheden voor uitbreiding, bijvoorbeeld vanwege eisen vanuit de omgeving, dienen te worden beschouwd. Het kan verstandig zijn het ontwerp nu al anders of robuuster te maken, zodat in de toekomst aanpassingen eenvoudiger kunnen worden gerealiseerd. Als voorbeeld geldt een schutsluis, waarbij het verstandig kan zijn de fundering van het waterkerende sluishoofd zwaarder uit te voeren, zodat deze toekomstige aanpassingen kan dragen. Vervangen van de fundering zou immers ingewikkeld en kostbaar zijn. Voor het sluishoofd zelf kan de gebruikelijke levensduur worden aangehouden.

Tenslotte moet in het ontwerp aandacht worden besteed aan het einde van de levensduur. Om vervanging of verwijdering van een constructie of kunstwerk eenvoudiger te maken, kan het verstandig zijn het ontwerp aan te passen.

Bij het verplaatsen van kabels en leidingen, maar ook van andere niet waterkerende objecten, is het uitgangspunt, dat rekening wordt gehouden met de ruimte die nodig is voor toekomstige dijkversterkingen. Zo wordt voorkomen dat deze bij een volgende dijkversterking opnieuw een belemmering vormen. Het benodigde ruimtebeslag zal als profiel van vrije (PVR) ruimte worden opgenomen in de legger. Tijdens het ontwerpen zal een voorlopig profiel van vrije ruimte worden uitgewerkt, zodat duidelijk is waarmee rekening moet worden gehouden.

10 Aandachtspunten en aanbevelingen Vervolg (Planuitwerkingsfase)

In dit document zijn verschillende technische uitgangspunten per mechanisme opgenomen die gebruikt zijn voor de eerste fase ten behoeve van de NvU fase, de tweede stap ten behoeve van de NKO fase en het onderdeel Voorkeursalternatief. Hierbij hebben we gewerkt van grof naar fijn (van een grover naar een fijner toets niveau).

Reststerkte is voor het mechanisme Gras bekleding buitenwaarts (GEBU) toegepast. Dit betekent dat er voor andere faalmechanismen geen reststerkte toegepast mag worden. Reststerkte is ook toegepast bij de faalkansanalyse van STBU in dijkvak 1. Echter voldoet dijkvak 1 aan GEBU alvorens het toepassen van reststerkte in de gedetailleerde toets. Dit betekent dat de reststerkte op elke dijkpaal maximaal voor een faalmechanisme is toegepast.

In Tabel 10-1 zijn alle aanbevelingen in deze veiligheidsanalyse op een rijtje gezet.

Tabel 10-1: Alle aanbevelingen veiligheidsanalyse n.a.v. het VKA.

Faalmechanisme	Aanbeveling
STBI	Voor de maatwerklocatie wordt aanbevolen om extra grondonderzoek te doen tussen de insteek binnenberm en waterlijn van het wiel. Er is onvoldoende informatie beschikbaar voor een betrouwbare bodemopbouw en ook om de waterspanningen goed te schematiseren wat essentieel is voor het bepalen van de stabiliteit bij het Wiel. Het grondonderzoek zal ook gebruikt worden voor het ontwerp van een constructie, maar dan is de dichtheidseis voor het aantal grondonderzoekspunten strenger wat leidt tot een hoger aantal. Daarnaast wordt aanbevolen om extra peilbuizen te plaatsen binnen het dijkvak van het Wiel om waterspanningen tijdens een hoogwater te meten.
STPH	De karakteristieke doorlatendheid kan worden geoptimaliseerd door het meenemen van anisotropie en meerlaagsheid om reductie van het kwelweglengtetekort te realiseren.
GABI	Geen aandachtspunt
GEBU	Er wordt aanbevolen om boringen uit te voeren om de erosiebestendigheid van de kleikern te bepalen. Deze moeten een erosiebestendigheid hebben van categorie 1 of 2. Dit onderzoek wordt inmiddels uitgevoerd. In aanloop naar de Planuitwerkingsfase worden de resultaten hiervan opgenomen.

11 Literatuur

11.1 Project specifieke documenten

- [1] Strategische Nota van Uitgangspunten, SNvU_HDSR_April_2021_C1-2
- [2] Hydraulische Randvoorwaarden Sterkte Lekdijk, 20210528 DM53PRD-#1464826-v1-Aangepaste_oplevering_Hydraulische_randvoorwaarden_DR44-1
- [3] Aanscherping veiligheidsanalyse CUB versie 2, SLD-RHD-TM-CUB-RP-TM-0138_Aanscherping veiligheidsanalyse CUBv2.0 (incl. bijlagen), 1 maart 2021
- [4] Rapportage proevenverzameling Culemborgse Veer - Beatrixsluis, SLD-RHD-TM-CUB-NA-TM-109: Hoogheemraadschap De Stichtse Rijnlanden, 22 november 2019
- [5] Beoordeling binnen- en buitenwaartse macrostabiliteit, Dijkversterking Wijk bij Duurstede - Amerongen, C03011.000750: Sweco-Arcadis, 27-3-2019
- [6] Technische Uitgangspunten Notitie, TUN_C7.1, 10 maart 2023
- [7] Notitie Omgang met GABI bij Sterke Lekdijk, DM 1847068, Definitief 25-1-2022
- [8] Bestuursvoorstel toepassen Beslisboom Piping ICU, registratienummer 1879442 versie 1, 21-06-2022
- [9] Constructieve beoordeling inlaat Wijk bij Duurstede – ICU, 28-06-2022
- [10] Verificatie schematiseringsfactoren STBI & STPH & STBU, versie C1.7, 13 februari 2023
- [11] Rapportage Niet Waterkerende objecten
- [12] Notitie Voorstel sterkteparameters voor onverzadigde zone2, HDSR Technisch Team, 23 november 2022
- [13] Rapportage Beoordeling Niet-Waterkerende Objecten concept versie 1.0, onbekende datum
- [14] Probabilistische analyse macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), Ruben Jongejan, versie 2
- [15] Faalpadenanalyse schaaldijk buitenwaartse macrostabiliteit SAS, definitief versie 2.0, NL648800269-20182, Martijn Peters
- [16] Uitgangspuntennotitie Dijk Waterveiligheid WAM, 012539-RAP-2926, 5 oktober 2022, m.b.t. gebruik SU tabel
- [17] Geofysisch bodemonderzoek Lekdijk traject Irenesluis – Culemborg (ICU), Medusa Explorations B.V., 20 november 2022

11.2 Waterveiligheid

- [A] Schematiseringshandleiding Hoogte, sh_hoogte_v_2_1
- [B] Fenomenologische beschrijving, 11200574-007-geo-0005-r-fenomenologische_beschrijving_hgn_adl
- [C] Schematiseringhandleiding Bekleding, sh-grasbekleding-28-mei-2021
- [D] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, sh-macrostablieit-v4-28-mei-2021
- [E] Schematiseringshandleiding piping, SH piping 28 mei 2021 v4
- [F] KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag, kprfactsheetwerkwijzemacrostablieitbijgolfoverslagoi2014v4_v2
- [G] Beoordelingsinstrumentarium 2017, WBI 2017
- [H] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, OI2014v4, Definitief, Februari 2017
- [I] Bijlage iii bij de Wettelijke Regeling, Sterkte en veiligheid primaire waterkeringen 2017
- [J] Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen, Rijkswaterstaat, Maart 2012
- [K] Leidraad Rivieren, Expertise Netwerk Waterveiligheid, 2007
- [L] Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken (TRAS), ENW, 27 maart 2009

Bijlage 1 - Verifiëren product- en proceseisen

In deze bijlagen worden de eisen aan het product uit de werkpakketbeschrijving en de eisen aan het proces uit de processenstandaard geverifieerd.

Producteisen	Verificatierapport
Eistekst	Deelactiviteiten <ul style="list-style-type: none"> • Projectbeschrijving • Referentiedocumenten • Huidige situatie • Waterveiligheidsopgave • Dijkvakindeling • Belastingen • Geotechnische uitgangspunten • Sterkte/technische werkwijze per faalmechanisme • Overige uitgangspunten
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificateur	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	Voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie: <ul style="list-style-type: none"> • Projectbeschrijving is beschreven in 1.2 • Referentiedocumenten is beschreven H11 • Huidige situatie is beschreven H3 • Waterveiligheidsopgave is beschreven H2 • Dijkvakindeling is beschreven H4 • Belastingen is beschreven H7 • Geotechnische uitgangspunten is beschreven H8 • Sterkte/technische werkwijze per faalmechanisme is beschreven H6 • Overige uitgangspunten is beschreven H9

Proceseisen	Verificatierapport
Eisnummer	PRO-0373 (ONT.A.01)
Eistekst	Het project dient bij de start van iedere ontwerpfase de baseline te analyseren.
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificateur	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	Dit is gedaan met de voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie en de beschrijving van de nul situatie.

Proceseisen	Verificatierapport
Eisnummer	PRO-0735 (ONT.A.05)
Eistekst	Het project dient voor aanvang van een ontwerpfase de ontwerputgangspunten (normen, belastingen of rekenregels) vast te leggen in een Projectnota van uitgangspunten voor het project gebaseerd op de Strategische nota van ontwerputgangspunten van het programma.
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificateur	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	Voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie

Proceseisen	Verificatierapport
Eisnummer	PRO-0736 (ONT.A.05.01)
Eistekst	Het project dient de Projectnota van uitgangspunten voor het project af te stemmen met de stakeholders van het proces Ontwerpen.
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificateur	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	Voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie

Proceseisen	Verificatierapport
Eisnummer	PRO-0738 (ONT.A.06.02)
Eistekst	Het project dient bij een wijziging in de Strategische nota van ontwerputgangspunten van het programma, de impact hiervan te bepalen en de wijziging te verwerken in de Nota van uitgangspunten voor het project en de actuele baseline.
Verificatieresultaat	Oordeel
Verificatieoordeel	Voldoet
Verificateur	Martin Rosendaal
Autorisator	Quintijn van Agten
Bewijs(document)	Voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie

Bijlage 2 – Geotechnisch Lengteprofiel

Als separaat document beschikbaar gesteld:

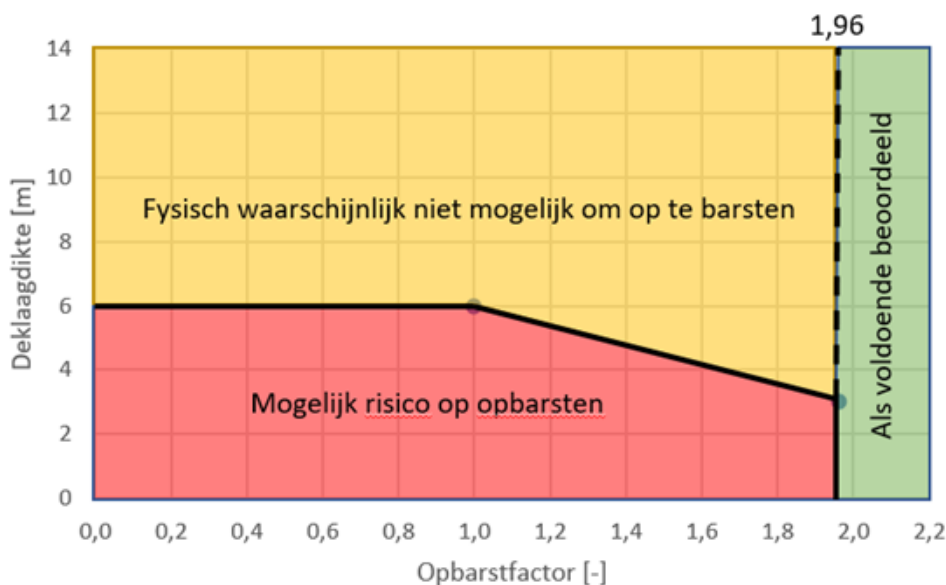
'WP 1.4.3 Bijlage 2 - Geotechnisch lengteprofiel 26112021.pdf'

Bijlage 3 – Beslisboom Piping

Recent is onderzoek gedaan ten behoeve van het deelfaalmecanisme opbarsten. Hieruit is naar voren gekomen dat een toets op basis van de huidige rekenregels mogelijk onnodig conservatief is. Om alvast rekening te houden met nieuwe inzichten en kennis is door het waterschap het principe van de beslisboom overgenomen conform deeltraject SAS in de vorm van een grafiek. Figuur 21 is aangepast voor de eis op opbarsten van traject ICU.

De beslisboom veronderstelt dat de toets op opbarsten (hypothese 1) tot drie oordelen kan leiden; Voldoet, Voldoet niet en “Fysisch waarschijnlijk niet mogelijk om op te barsten” (FWNMO). Oordeel FWNMO geeft aan dat op basis van nieuwe inzichten het zeer onwaarschijnlijk is dat geen opbarsten zal optreden. De dijkvakken met dit oordeel voldoen niet aan de huidige eisen, maar zouden mogelijk in een toekomstige beoordelingsronde wel voldoen. Deze dijkvakken worden vrijgesteld van de huidige pipingopgave door gebruik te maken van beheersmaatregelen zoals monitoring. De uitwerking van deze maatregelen strekt verder het ontwerp van de verkenning. De uitvoeringsorganisatie van HDSR is hiervoor verantwoordelijk.

Volgens de beslisboom voldoet een dijkvak (net als in de huidige rekenregels) bij een opbarstfactor groter dan de eis gesteld door het WBI (1,96 voor ICU). Indien de opbarstfactor lager is, zal deze een oordeel “FWNMO” of “Voldoet niet” kunnen krijgen aan de hand van de deklaagdikte. Bij een opbarstfactor kleiner dan 1, moet de deklaag minimaal 6m dik zijn om het oordeel “FWNMO” te krijgen. Bij een opbarstfactor tussen 1,0 en de veiligheidseis van 1,96 wordt deze grens geïnterpoleerd tussen een deklaagdikte van 6m en 3m (Figuur 21).



Figuur 21: Beslisboom piping opgesteld voor deeltraject voor ICU (conform SAS).

Voor die dijkvakken hypothese 1 een mogelijke risico op opbarsten behouden kunnen verder beoordeeld worden op basis van hypothese 2. Deze gaat in op de weerstand die in het voorland aanwezig is. In verband nog uit te voeren nader onderzoek is niet voldoende informatie beschikbaar om al in de NKO fase deze hypothese te testen.

Bijlage 4 – Gevoeligheidsanalyse POP

De gevoeligheidsanalyse op de Pre-Overburden Pressure (POP) is uitgevoerd op de geoptimaliseerde STBI sommen; DP106, DP113, DP156 (diep), DP172 (Diep), DP190 en DP196. De hoge en lage POP-waarden zijn opgesomd in de eerste tabel van Figuur 22. De gevoeligheid is bepaald ten opzichte van de alternatieve POP-waarden gebruikt in het NKO. Er zijn 4 scenario's verondersteld waarin steeds het aantal lagen waarin de POP-waarde verhoogd/verlaagd wordt, toeneemt (tabellen 2&3 in Figuur 22). Hiermee kan de gevoeligheid per laag benaderd worden. De toename vindt plaats van ondiep naar diep.

Voor de sommen gelden de uitgangspunten van het NKO, waarbij alleen de POP-waarde is veranderd. De resultaten zijn gevisualiseerd aan de hand van een Tornado Chart, een balkgrafiek met de oorsprong op de veiligheidsfactor voor "Pop-waarde gebruikt" en de dikte het verschil van de scenario's. De resultaten en eventuele opmerkingen zijn opgenomen in de volgende paragrafen.

Laag	Pop waarde laag	Pop waarde, gebruikt	Pop waarde hoog
Klei dijksmateriaal ongedraineerd	17	20	23
Klei zwaar ongedraineerd	17	20	23
Klei licht ongedraineerd	13	15	17
Veen ongedraineerd	7	10	13
Klei licht onder veen		8	

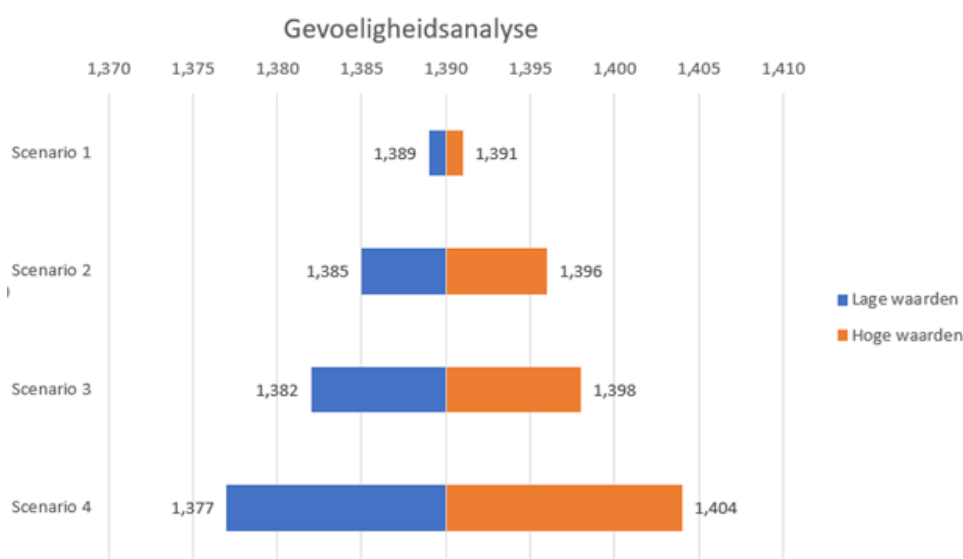
Lage waarden

Laag	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3	Scenario 4
Klei dijksmateriaal ongedraineerd	17	17	17	17
Klei zwaar ongedraineerd	20	17	17	17
Klei licht ongedraineerd	15	15	13	13
Veen ongedraineerd	10	10	10	7
Klei licht onder veen	8	8	8	8

Hoge waarden

Laag	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3	Scenario 4
Klei dijksmateriaal ongedraineerd	23	23	23	23
Klei zwaar ongedraineerd	20	23	23	23
Klei licht ongedraineerd	15	15	17	17
Veen ongedraineerd	10	10	10	13
Klei licht onder veen	8	8	8	8

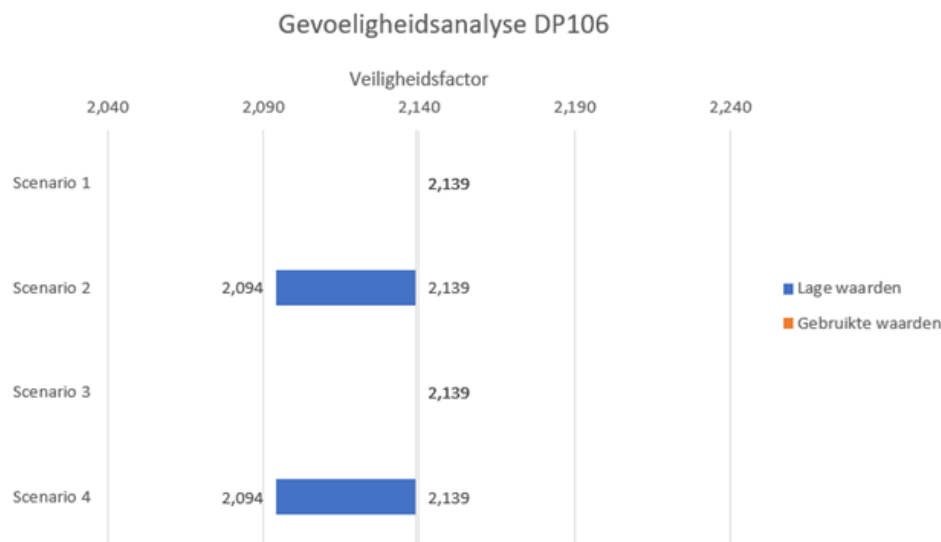
DP190



Een verlaging van alle POP-waarden (scenario 4) resulteert in 0.013 (0.9%) reductie in veiligheidsfactor. Scenario voldoet met 1.377 aan de eis van 1.37.

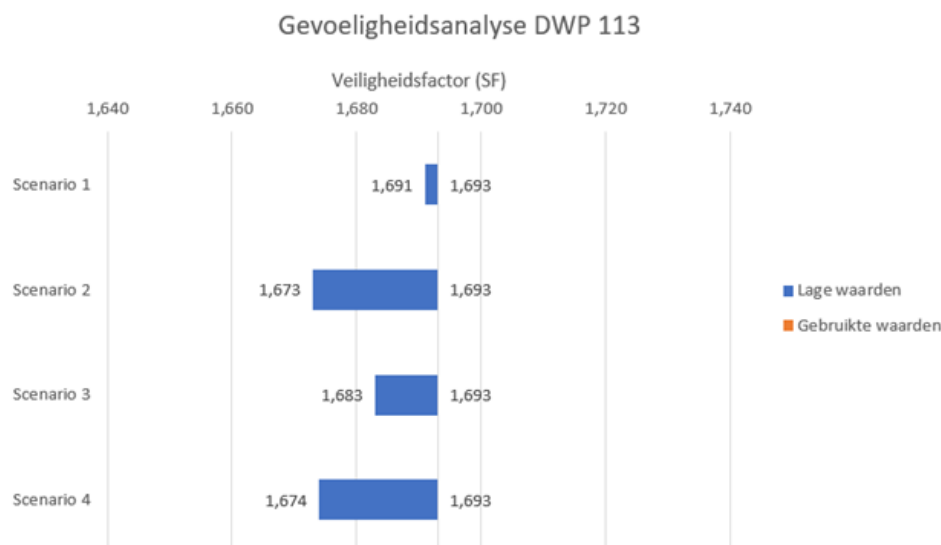
De grafiek is symmetrisch. Dit impliceert dat een eenzelfde verhoging en verlaging van de POP-waarden dezelfde verhoging of verlaging van de veiligheidsfactor veroorzaakt. Daarom is er voor de andere dwars-profielen een analyse met alleen de lage waarden voldoende bevonden.

DP106



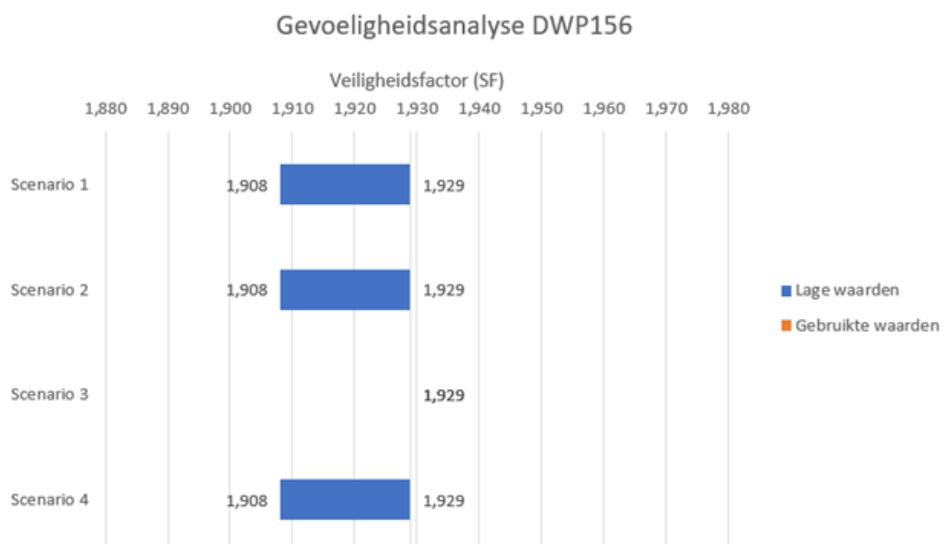
Klei, zwaar ongedraineerd is de enige SHANSEP laag waar het glijvlak door loopt. Scenario's 1&3 zijn niet uitgevoerd, omdat er geen Dijkmateriaal ongedraineerd en Klei licht ongedraineerd is geschematiseerd. De verlaging van de POP waarde resulteerde in een reductie van 0.045 (2,1%) in veiligheidsfactor.

DP113



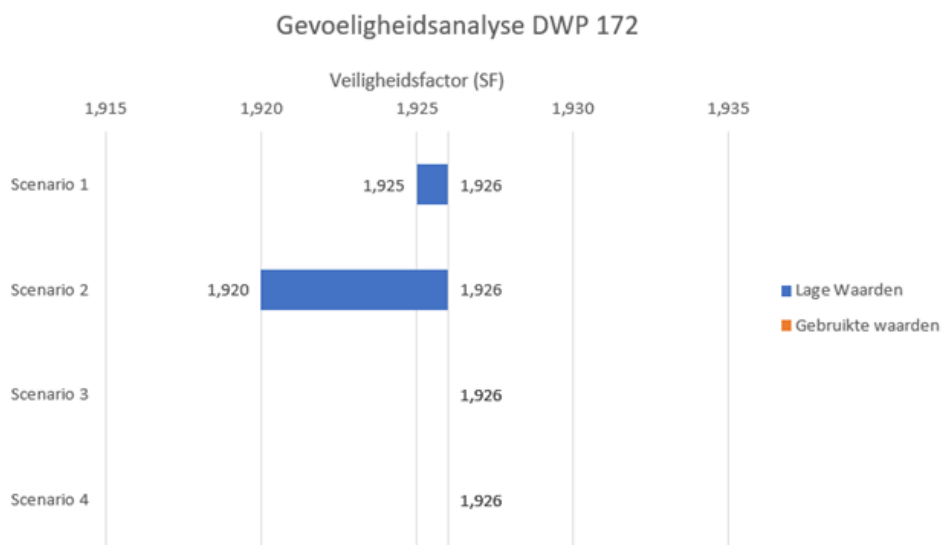
In scenario 2 is het glijvlak met de laagste veiligheidsfactor bepaald. Deze heeft een verschil van 0.020 (1.2%) ten opzichte van de som met de waarden gebruikt in het NKO.

DP156 (diep)



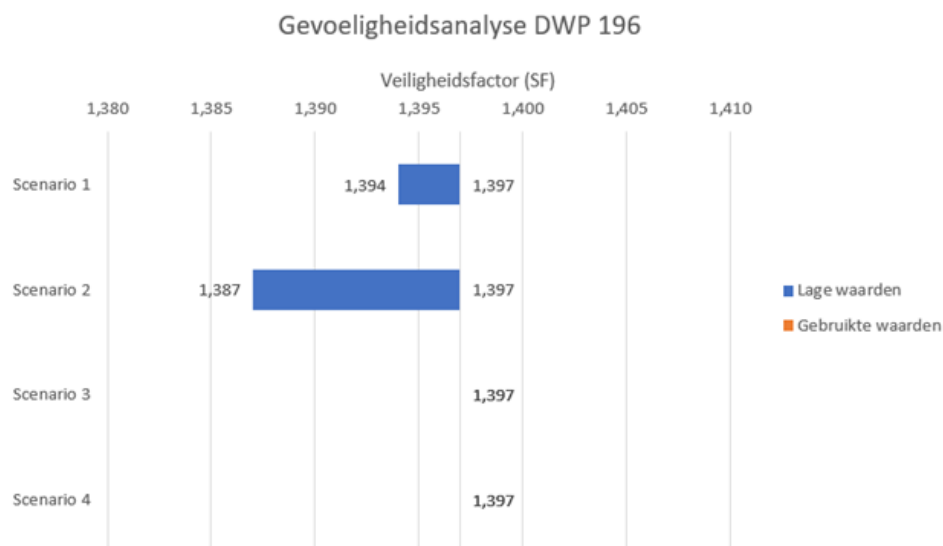
Dijkmateriaal ongedraineerd is de enige SHANSEP laag waar het glijvlak door loopt. Scenario 3 is niet beschouwd, omdat klei licht ongedraineerd niet is geschematiseerd. De verlaging van de POP-waarde resulteerde in een reductie van 0.021(1.1%) in veiligheidsfactor.

DP172(Diep)



Scenario's 3&4 zijn niet beschouwd, omdat veen ongedraineerd en Klei licht ongedraineerd niet voorkomen in de schematisatie. De reductie van de POP-waarden resulteert in een reductie van 0.006(0,3%) in veiligheidsfactor.

DP196 (diep)



Scenario's 3&4 zijn niet beschouwd, omdat veen ongedraineerd en Klei licht ongedraineerd niet voorkomen in de schematisatie. De reductie van de POP-waarden resulteert in een reductie van 0.01(0,7%) in veiligheidsfactor.

Bijlage 5 – Restprofiel, reststerkte en restbreedte

De overstromingskansbenadering geeft ruimte om verschillende mechanismen dusdanig te beoordelen dat dijkfalen uitgesloten kan worden. Daarbij geeft de faalkansbegroting ruimte voor correlaties bij het initiële mechanisme. Bij de vervolgmecanismen is niet duidelijk in hoeverre wél rekening gehouden moet worden met deze correlaties. In deze analyse dus STBU en GEBU.

- a) *Principe vraag: mag reststerkte überhaupt in rekening worden gebracht als het al voor een ander mechanisme binnen het projectgebied of dijktraject is toegepast?*
- b) *Maatwerk vraag: indien dit zou mogen, bijvoorbeeld alleen op dijkvakniveau, in hoeverre is er sprake van een correlatie tussen de het beschouwen van het restprofiel als gevolg van reststerkte GEBU en restprofiel STBU?*

Voor ICU zijn er drie verschillende reststerktes/ restbreedte benaderingen in de omloop:

1. GEBU: De reststerkte kleilaag van het buitentalud is al onderdeel van de Veiligheidsanalyse
2. STBU: deze faalpadanalyse
3. STBI: restbreedte benadering (ligt nog ter discussie met HDSR)

Rood = voldoet niet aan STBU zonder faalpadanalyse

Geel = toegepaste reststerkte/ restprofiel

Locatie	Van	Tot	STBU - restprofiel	GEBU - reststerkte	STBI – restprofiel*
DWP106	106+00	107+60	Eerst T=1.000 of T=10.000	Voldoet al bij TOM (hoek van golfaanval)	n.v.t.
DWP113	107+60	116+50	Eerst T=1.000 of T=10.000	Voldoet al bij TOM (hoek van golfaanval)	n.v.t.
DWP136	130+50	140+60	Eerst T=1.000 of T=10.000	Voldoet met reststerkte (h=6,0; haaks 1,08m)	n.v.t.
DWP164	160+50	166+00	Eerst T=1.000 of T=10.000	Voldoet met reststerkte (h=6,5; haaks 1,52m)	n.v.t.
DWP166	166+00	171+50	Eerst T=1.000 of T=10.000	Voldoet met reststerkte (h=6,5; haaks 1,81m)	n.v.t.
DWP183	174+50	187+00	Eerst T=1.000 of T=10.000	Voldoet met reststerkte (h=3,5; haaks 0,84m)	n.v.t.
DWP190	187+00	194+50	Eerst T=1.000 of T=10.000	Voldoet met reststerkte (h=5,5; haaks 0,68m)	n.v.t.

*Restprofiel Hoge glijvlakken zijn DWP156, DWP172, DWP196. Diep glijvlak DWP117 voldoet ook niet, maar daar komt een stabiliteitsscherm.

Initiële mechanisme → reststerkte x, y of z → vervolgmecanisme bij restprofiel x, y of z → dijkfalen

1. → Eerst WBN dan een val na hoogwater tot grofweg NAP +5,00 meter
→ glijvlak treedt op
→ tijdens NAP +5,00 meter ontstaat enorme wind of de wind was al aanwezig
→ erosie van het buitentalud op dit NAP niveau is de significante golfhoogte
2. → Geen WBN, maar T=50 event (komt overeen met NAP +7,0 meter)
→ Er ontstaat een enorme wind.
→ Alleen buitentalud wordt aangetast en er vindt geen STBU plaats.

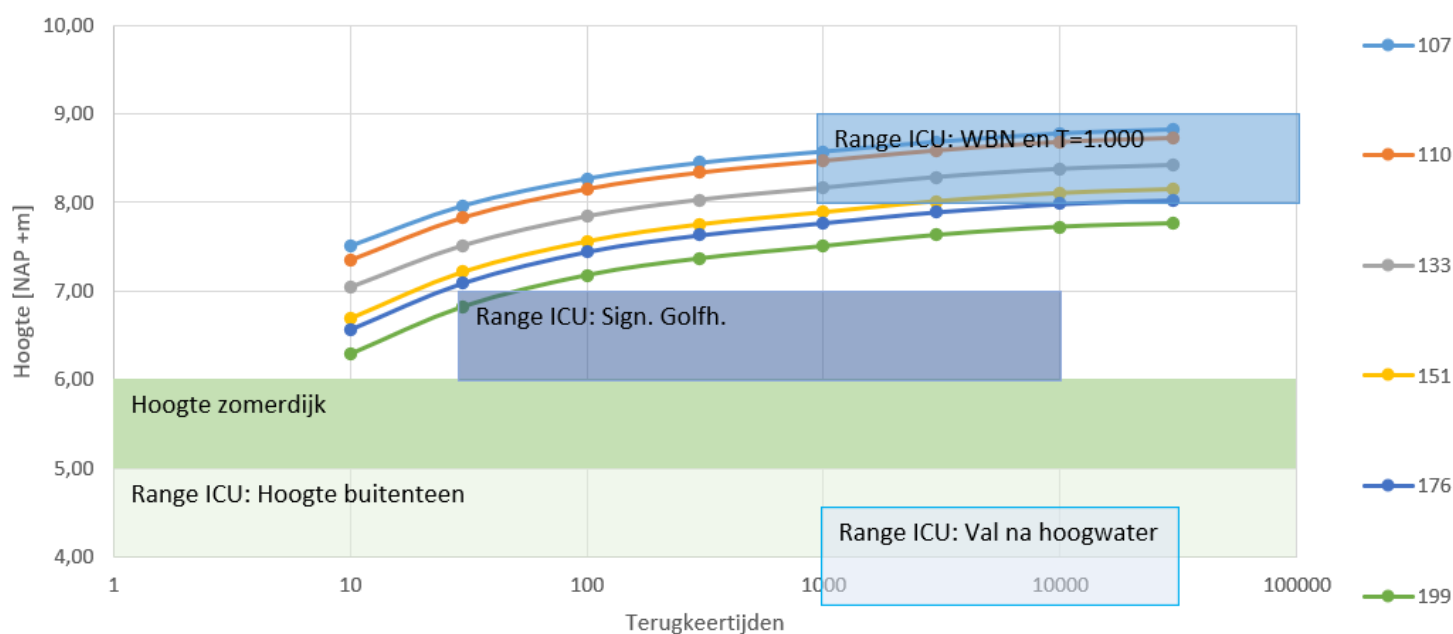
Vanuit een brainstorm concludeer ik als volgt:

- Significante golfhoogtes vinden plaats bij waterstanden tussen NAP +6,00 meter en NAP +7,00 meter.
- Val na hoogwater ligt in de range van NAP +3,7meter en +4,6 meter binnen ICU

Het onderstaande plaatje zou de redenering uit het brainstorm visueel moeten bevestigen

- Alles is voor het zichtjaar 2073 bepaald/ berekend
- WBN (T=10.000) ligt dicht bij een T=1.000 event. Dit is exclusief golfcondities
- Significante golfhoogte (hoogte golven) waarbij de grootste inscharing in de dijk optreedt. Een iets lagere waterstand leidt tot een kleinere inscharing, maar kan mogelijk dan eerder samenvallen met een val na hoogwater
- Veel sterker is het argument dat de waterstand bij een val na hoogwater tot geen of een beperkte diepgang leidt, waardoor er überhaupt geen golven kunnen ontstaan. Hierbij speelt de invloed van het voorlandhoogte een rol, maar ook de hoogte van de zomerdijk die de strijklengtes flink reduceren. Met als gevolg dat de golfcondities beperkt blijven.

Terugkeertijden bij buitenwaterstanden 2073



Bijlage 6 – Rapportage schematiseringsfactor

In deze bijlage staat de rapportage waarbij voor de volgende gevallen een schematiseringfactor is bepaald:

- Piping (STPH)
- Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)
 - o Voor een diep glijvlak
 - o Voor een hoog glijvlak (uittredepunt bij insteek berm)
- Macrostabieliteit buitenwaarts (STBU) → Kwalitatief berekend